



Departamento de Engenharia Civil

Modelação Numérica de Colunas Mistas Aço-Betão Parcialmente Betonadas

Por
Carina Fernandes Delgado

Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil
Perfil de Estruturas

Orientador: Professor Doutor Rodrigo Gonçalves

Júri

Presidente: Doutor Carlos Manuel Chastre Rodrigues
Vogais: Doutor João Rocha de Almeida (Arguente)
Doutor Rodrigo Gonçalves (Orientador Científico)

Maio de 2011

"Copyright" Carina Fernades Delgado, FCT/UNL e UNL

A Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade Nova de Lisboa têm o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objectivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.

Agradecimentos

Ao meu orientador, o Doutor Rodrigo Gonçalves, gostaria de expressar os meus agradecimentos, por toda a ajuda prestada, pelo apoio e disponibilidade constantes, pelos conhecimentos transmitidos, pelo incentivo e pela valiosa contribuição que levou à realização desta Dissertação.

Agradeço às minhas amigas, pelo apoio, paciência, amizade, incentivo e por estarem sempre disponíveis quando precisei.

Gostaria, também de agradecer aos meus pais e irmão, pelo apoio financeiro, pela paciência e grande amizade ao longo destes anos.

Por último, mas não menos importante, quero agradecer ao meu namorado Rui Brites, pela constante motivação e apoio, pelo preenchimento afectivo, pela amizade, pela paciência e pela compreensão demonstradas ao longo de todo o meu percurso académico.

Resumo

Na presente Dissertação estuda-se o comportamento de colunas mistas aço-betão parcialmente betonadas. Para efeitos de modelação numérica recorre-se ao Método dos Elementos Finitos, utilizando o programa Ansys. São efectuados dois exemplos de validação e um pequeno estudo paramétrico, composto por quatro modelos com dois tipos de perfis metálicos (IPE e HEA). Comparam-se os resultados obtidos com o Método Simplificado e o Método Geral do Eurocódigo 4, investigando a influência das imperfeições, dos coeficientes intervenientes e da lei constitutiva do betão. Os resultados do estudo permitem extrair conclusões e recomendações quanto à aplicação das disposições regulamentares.

Palavras chave:

Colunas mistas aço-betão parcialmente betonadas, Eurocódigo 4, Modelação Numérica, Encurvadura.

Abstract

Numerical Modelling of Partially Encased Steel-Concrete Composite Columns

In this Dissertation, the behaviour of partially encased steel-concrete composite columns is studied. For numerical modelling purposes, the Finite Element Method is employed, using Ansys. Two validation cases are presented. Moreover, a small parametric study is performed, including four models with two steel profiles (IPE and HEA). The results obtained with the Eurocode 4 Simplified and General Methods of design are compared and the influence of imperfections, main coefficients and the concrete constitutive law is investigated. The results of this study make it possible to draw conclusions and recommendations regarding the application of the rules in Eurocode 4.

Keywords:

Partially Encased Steel-Concrete Composite Columns, Eurocode 4, Numerical Modelling, Buckling.

Índice de Matérias

Índice de Matérias	ix
Índice de Figuras	xi
Índice de Quadros	xiii
Lista de abreviaturas, siglas e símbolos	xv
1 Introdução	1
1.1 Considerações gerais	1
1.2 Motivação e Objectivos	3
1.3 Organização da Dissertação	4
2 Resistência à encurvadura de colunas mistas segundo o EC4	5
2.1 Introdução	5
2.2 Materiais	5
2.3 Métodos de cálculo	7
2.4 Resistência da Secção	8
2.4.1 Resistência à compressão	8
2.4.2 Resistência à flexão recta composta	8
2.4.3 Resistência à flexão desviada composta	9
2.5 Resistência do elemento	10
3 Modelação numérica	15
3.1 Introdução	15
3.2 Programas de elementos finitos utilizados	16
3.3 Exemplos de validação	17
3.3.1 Viga C20Y0	17
3.3.2 Coluna C20Y2	18
4 Estudo paramétrico	21
4.1 Introdução	21

Índice de Matérias

4.2	Método Geral	24
4.3	Método Simplificado	26
4.4	Análise de resultados	28
5	Conclusões e desenvolvimentos futuros	43
5.1	Conclusões	43
5.2	Desenvolvimentos futuros	44
	Bibliografia	45
A	Resultados do estudo paramétrico: curvas carga-deslocamento	47
B	Modelação de uma coluna mista em Ansys	51

Índice de Figuras

1.1	Exemplos de secções que podem ser utilizadas em colunas mistas.	3
1.2	Maquete de um edifício construído com colunas mistas (adaptado de Mendonça <i>et al.</i> (2005)).	4
2.1	Diagrama da relação tensão-extensão para o betão (CEN, 2004).	6
2.2	Curva de interacção N - M , obtida através do método proposto pelo EC4 para avaliação da resistência da secção (adaptado do EC4).	9
2.3	Curvas de interacção N - M_y e N - M_z , obtidas através do método proposto pelo EC4 para avaliação da resistência da secção (adaptado do EC4).	10
2.4	Curva de interacção tridimensional N - M_y - M_z (adaptado de Calado e Santos, 2010).	10
2.5	Curvas de dimensionamento e imperfeições iniciais para colunas mistas (adaptado do EC4).	12
2.6	Tabela para determinação dos valores de β (adaptado do EC4).	13
3.1	Elemento <i>Solid65</i> utilizado na modelação em Ansys (adaptado de Ansys, Inc., 2004).	16
3.2	Viga C20Y0 (adaptado de Elghazouli e Treadway, 2008).	17
3.3	Modelo de elementos finitos da viga C20Y0.	18
3.4	Resultados da viga C20Y0, obtidos no modelo em Ansys e por Elghazouli e Treadway (2008).	19
3.5	Resultados da coluna C20Y2, obtidos no modelo em Ansys e por Elghazouli e Treadway (2008).	20
4.1	Modelos de elementos finitos para as colunas com perfil IPE200.	24
4.2	Modelos de elementos finitos (Ansys), para as colunas com perfil HEA200.	24
4.3	Análise realizada em Ansys para aplicação dos esforços actuantes no caso de imperfeição vertical (a)), M_y e no caso de imperfeição horizontal (b)), M_z	25
4.4	Superfície de interacção e curvas de interacção, obtidas pelo programa DRT, para a coluna com perfil IPE200 (Carvalho, 2010).	26
4.5	Superfície de interacção e curvas de interacção, obtidas pelo programa DRT, para a coluna com perfil HEA200 (Carvalho, 2010).	27
4.6	Curvas de interacção N - M_y , para o perfil IPE200 com $\bar{\lambda}_z = 1,68$	28

Índice de Figuras

4.7	Curvas de interacção $N-M_y$, para o perfil HEA200 com $\bar{\lambda}_z = 1,88$	29
4.8	Curvas de interacção $N-M_y$, para o perfil IPE200 com $\bar{\lambda}_z = 1,68$, obtidas pelo Ansys, no âmbito desta dissertação e por Carvalho (2010).	31
4.9	Curvas de interacção $N-M_y$, para o perfil IPE200 com $\bar{\lambda}_z = 0,72$	32
4.10	Curvas de interacção $N-M_y$, para o perfil HEA200 com $\bar{\lambda}_z = 0,65$	32
4.11	Curvas carga-deslocamento para a coluna, contraventada e não contraventada, com perfil IPE200.	35
4.12	Curvas carga-deslocamento para a coluna, contraventada e não contraventada, com perfil HEA200.	36
4.13	Curva carga-deslocamento (não contraventada) e deformadas correspondentes ao ponto A e B, respectivamente, para a coluna com perfil HEA200 e esbelteza maior.	36
4.14	Curvas de $K_{e,II}$ e K_0 em função da esbelteza da coluna.	37
4.15	Curvas de interacção $N-M_y$ para o perfil IPE200 com esbelteza maior e esbelteza menor, respectivamente, após diminuição de $K_{e,II}$	37
4.16	Curvas de interacção $N-M_y$ para o perfil HEA200 com esbelteza maior e esbelteza menor, respectivamente, após diminuição de $K_{e,II}$	37
4.17	Curvas de interacção $N-M_y$ para o perfil IPE200 com esbelteza maior e esbelteza menor, respectivamente, após diminuição das esbeltezas.	38
4.18	Curvas de interacção $N-M_y$ para o perfil HEA200 com esbelteza maior e esbelteza menor, respectivamente, após diminuição das esbeltezas.	39
4.19	Curvas carga-deslocamento para a coluna com perfil IPE200, contraventada e não contraventada, com valor de f_{cm} e para a coluna não contraventada com valor de f_{cd}	40
4.20	Curvas carga-deslocamento para a coluna com perfil HEA200, contraventada e não contraventada, com valor de f_{cm} e para a coluna não contraventada com valor de f_{cd}	41
A.1	Curvas Carga-Deslocamento para o perfil IPE200 com esbelteza maior e imperfeição vertical	47
A.2	Curvas Carga-Deslocamento para o perfil IPE200 com esbelteza maior e imperfeição horizontal	48
A.3	Curvas Carga-Deslocamento para o perfil IPE200 com esbelteza menor e imperfeição vertical	48
A.4	Curvas Carga-Deslocamento para o perfil IPE200 com esbelteza menor e imperfeição horizontal	48
A.5	Curvas Carga-Deslocamento para o perfil HEA200 com esbelteza maior e imperfeição vertical	49
A.6	Curvas Carga-Deslocamento para o perfil HEA200 com esbelteza maior e imperfeição horizontal	49
A.7	Curvas Carga-Deslocamento para o perfil HEA200 com esbelteza menor e imperfeição vertical	49
A.8	Curvas Carga-Deslocamento para o perfil HEA200 com esbelteza menor e imperfeição horizontal	50

Índice de Quadros

3.1	Características do betão usado na viga-coluna C20Y2.	18
3.2	Resultados obtidos para a coluna C20Y2	19
4.1	Características do perfil IPE200.	21
4.2	Características do betão usado para a coluna com o perfil IPE200.	22
4.3	Características do perfil HEA200.	22
4.4	Características do betão usado para a coluna com o perfil HEA200.	22
4.5	Características dos vários modelos em análise.	23
4.6	Resultados obtidos para a resistência à compressão pura, para o perfil IPE200 com esbelteza maior.	30
4.7	Resultados obtidos para a resistência à compressão pura, para o perfil HEA200 com esbelteza maior.	30
4.8	Resultados obtidos para os momentos resistentes em flexão pura, para o perfil IPE200 com esbelteza maior.	30
4.9	Resultados obtidos para os momentos resistentes em flexão pura, para o perfil HEA200 com esbelteza maior.	30
4.10	Resultados obtidos para a resistência à compressão pura, para o perfil IPE200 com esbelteza menor.	33
4.11	Resultados obtidos para a resistência à compressão pura, para o perfil HEA200 com esbelteza menor.	33
4.12	Resultados obtidos para os momentos resistentes em flexão pura, para o perfil IPE200 com esbelteza menor.	33
4.13	Resultados obtidos para os momentos resistentes em flexão pura, para o perfil HEA200 com esbelteza menor.	34
4.14	Valores de $K_{e,II}$ e K_0 para se ter um ajuste entre os valores do Método Simplificado e do Método Geral.	35
4.15	Resultados dos valores das esbeltezas após terem sido diminuídas.	38

Lista de abreviaturas, siglas e símbolos

Abreviaturas

EC2 Eurocódigo 2

EC3 Eurocódigo 3

EC4 Eurocódigo 4

Siglas

UNL Universidade Nova de Lisboa

Letras Latinas Maiúsculas

A_a área da secção transversal do aço em perfil

A_c área da secção transversal de betão

A_s área da secção transversal das armaduras

E_a módulo de elasticidade do aço em perfil

$E_{c,eff}$ módulo de elasticidade efectivo do betão

E_{cd} valor de cálculo do módulo de elasticidade do betão

E_{cm} módulo de elasticidade secante do betão

E_s módulo de elasticidade do aço em armaduras

$(EI)_{eff}$ rigidez efectiva para o cálculo da esbelteza relativa

$(EI)_{eff,II}$ rigidez efectiva para análises de segunda ordem

I_a momento de inércia do aço em perfil

I_c momento de inércia do betão não fendilhado

I_s momento de inércia das armaduras

L comprimento da coluna

M momento flector

M_y momento flector segundo y

Lista de abreviaturas, siglas e símbolos

M_z	momento flector segundo z
M_{Ed}	valor de cálculo do momento flector actuante
M^I	momento flector de primeira ordem
M^{II}	momento flector de segunda ordem
$M_{pl,Rd}$	valor de cálculo do momento flector resistente plástico da secção
N	esforço axial
N_{Ed}	valor de cálculo do esforço axial actuante
$N_{b,Rd}$	valor de cálculo do esforço axial resistente à encurvadura da coluna
N_{cr}	carga crítica da coluna em compressão
$N_{cr,eff}$	carga crítica correspondente à rigidez de flexão efectiva
$N_{pl,Rd}$	valor de cálculo do esforço axial resistente

Letras Latinas Minúsculas

b	largura do perfil de aço
e	excentricidade do esforço axial aplicado
e_0	máxima amplitude da imperfeição do elemento
f_{cd}	valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão
f_{ck}	valor característico da tensão de rotura do betão à compressão aos 28 dias
f_{cm}	valor médio da tensão de rotura do betão à compressão
f_{ctd}	valor de cálculo da tensão de rotura do betão à tracção simples
f_{sk}	valor característico da tensão de cedência do aço em armaduras
f_{sd}	valor de cálculo da tensão de cedência do aço em armaduras
f_{yk}	valor característico da tensão de cedência do aço em perfil
f_{yd}	valor de cálculo da tensão de cedência do aço em perfil
h	altura do perfil
k	factor da lei constitutiva do betão; factor de amplificação para efeitos de segunda ordem
r	raio entre os banzos e a alma de um perfil de aço
t_f	espessura do banzo do perfil de aço
t_w	espessura da alma do perfil de aço

Letras Gregas

α_M factor relativo à flexão em colunas mistas

β factor de momento uniforme equivalente

δ rácio de contribuição da secção do aço em perfil

ϵ_c extensão do betão à compressão

ϵ_{c1} extensão do betão à compressão correspondente à tensão máxima f_{cm}

γ_a coeficiente parcial de segurança relativo ao aço em perfil

γ_C coeficiente parcial de segurança relativo ao betão

γ_S coeficiente parcial de segurança relativo ao aço em armaduras

$\bar{\lambda}$ esbelteza relativa

Capítulo 1

Introdução

1.1 Considerações gerais

Estrutura mista aço-betão é aquela onde estão presentes elementos estruturais que combinem um perfil ou chapa de aço e betão (eventualmente armado). Estes dois materiais estão ligados entre si e trabalham solidariamente, ou seja, existe uma interacção eficaz entre eles. Com este tipo de estrutura podem também colaborar outros materiais, tais como as armaduras de betão armado e as armaduras de pré-esforço. Os elementos mistos podem surgir como colunas, vigas e lajes, mas foi somente como vigas e lajes que os mesmos surgiram pela primeira vez na construção (SSEDTA, 2001). Foram especialmente desenvolvidos para pontes, mas rapidamente também se adoptaram na construção de edifícios.

Apesar de o betão e o aço apresentarem características diferentes, estes são complementares e compatíveis, obtendo-se uma combinação eficaz quando combinados, uma vez que se aproveitam as melhores características de cada um (Calado e Santos, 2010). Algumas das vantagens que este tipo de elementos oferecem devem-se: à capacidade do betão resistir a esforços de compressão e do aço a esforços de tracção; ao controlo que o betão oferece aos fenómenos de instabilidade; à protecção que o betão confere face à presença do fogo e elementos de corrosão ao aço; à ductilidade conferida pelo aço às estruturas e ao facto de os materiais possuírem um coeficiente de dilatação térmica linear semelhante.

As estruturas mistas aço-betão oferecem grandes vantagens relativamente às estruturas de betão armado e às estruturas metálicas. Desta forma, para as mesmas dimensões de um elemento estrutural, a estrutura mista apresenta maior rigidez e maior capacidade de carga. Assim, para uma mesma carga, a solução mista permite obter menores dimensões dos elementos ou então um maior vão para as mesmas dimensões dos elementos. Tem-se, ainda, a vantagem da redução do peso dos elementos estruturais, possibilitando a colocação de pisos extras comparativamente a um edifício, com o mesmo peso, em betão armado. Uma vez que, em construções mistas, se pode construir primeiro o esqueleto metálico, podendo este servir de apoio, contraventamento e cofragem, as construções mistas são de rápida execução. Estas permitem também, devido à sua adaptabilidade, serem facilmente modificadas mesmo durante o período de serviço da estrutura (SSEDTA, 2001; Calado e Santos, 2010).

As estruturas mistas, tal como são concebidas nos nossos dias, surgiram aproximadamente entre o final do século XIX e o início do século XX e desde a primeira aplicação mostrou-se serem uma eficaz combinação entre os dois materiais. A ponte *Rocks Rapids* no Iowa e o edifício *Methodist* em São Petersburgo (EUA) foram as primeiras aplicações das estruturas mistas (Nethercot, 2003; Queiroz, 2003). Contudo, segundo Nethercot (2003), após a segunda

guerra mundial, a utilização deste tipo de construção tornou-se mais comum, tendo sido o seu desenvolvimento mais rápido nos últimos 20 anos, sendo ainda uma área em constante evolução.

Na Europa e nos Estados Unidos da América, em particular, desenvolveram-se inúmeros estudos sobre este tipo de estruturas, devido ao crescente interesse. A acumulação de conhecimento sobre elementos mistos deu assim origem aos primeiros regulamentos sobre este tipo de construção, em particular para edifícios. Actualmente, o Eurocódigo 4 (EC4) é um dos mais actuais e completos regulamentos existentes (CEN, 2004), contendo informação relativa ao dimensionamento de lajes, vigas, colunas e ligações mistas. Este será o regulamento tratado na presente Dissertação.

O termo coluna mista consiste num elemento estrutural que está sujeito principalmente a esforços de compressão (Calado e Santos, 2010), sendo esta constituída, pelo menos, por um perfil de aço e uma secção de betão que pode ser armado ou não. Não pode ocorrer escorregamento relativo significativo entre os dois materiais, de modo a que a acção destes possa ser considerada conjunta.

Até aos anos 50, as colunas mistas eram constituídas por um perfil de aço (secção em I ou H) revestido de betão de baixa resistência, que era apenas usado para proteger o aço estrutural contra o fogo. Com o aparecimento de betões com classes de resistência mais elevadas foram feitos estudos numéricos e experimentais (EUA, Europa e Japão), dos quais foi possível concluir que a contabilização do betão para a resistência do elemento possibilitava utilizar secções em aço de menores dimensões (Calado e Santos, 2010).

As colunas mistas, de acordo com Galambos (1998), podem ser usadas para qualquer tipo de estrutura, apresentando a sua aplicação benefícios mais convidativos em edifícios altos. Para os edifícios de pequenas e médias alturas, para além de não serem normalmente necessários elementos de elevada resistência, existem agravantes no custo da construção mista, nomeadamente a necessidade de cofragem para ser feita a betonagem *in situ*, no caso de utilização de colunas mistas envolvidas em betão, e a necessidade de execução da ligação entre estes elementos e os restantes.

As secções utilizadas para colunas mistas são inúmeras, permitindo uma grande variedade de formas e aparências, na medida em que se pode variar as disposições do aço e do betão, das quais se destacam (Hirt e Crisinel, 2005):

- secções parcialmente envolvidas em betão (Figura 1.1 (a));
- perfis ou aço maciço totalmente envolvidos em betão (Figura 1.1 (b));
- perfis tubulares preenchidos com betão (Figura 1.1 (c));
- perfis tubulares com núcleo em aço maciço ou grupo de varões preenchidos com betão (Figura 1.1 (d)).

Os diversos tipos de secções apresentam vantagens e desvantagens diferentes. As colunas parcialmente envolvidas em betão (Figura 1.1 (a)) usam normalmente perfis metálicos abertos em I ou H, estando a encurvadura da alma impedida e a encurvadura local dos banzos dificultada devido à presença do betão. Estas necessitam de ser protegidas contra a corrosão e contra o fogo mas apresentam a vantagem de poderem ser pré-fabricadas, o que aumenta a rapidez de construção. Caso sejam totalmente envolvidas em betão (Figura 1.1 (b)) usam-se os mesmos perfis das anteriores, contudo não precisam de ser protegidas contra o fogo e corrosão. Os efeitos da encurvadura local do perfil metálico podem ser desprezados, necessitando

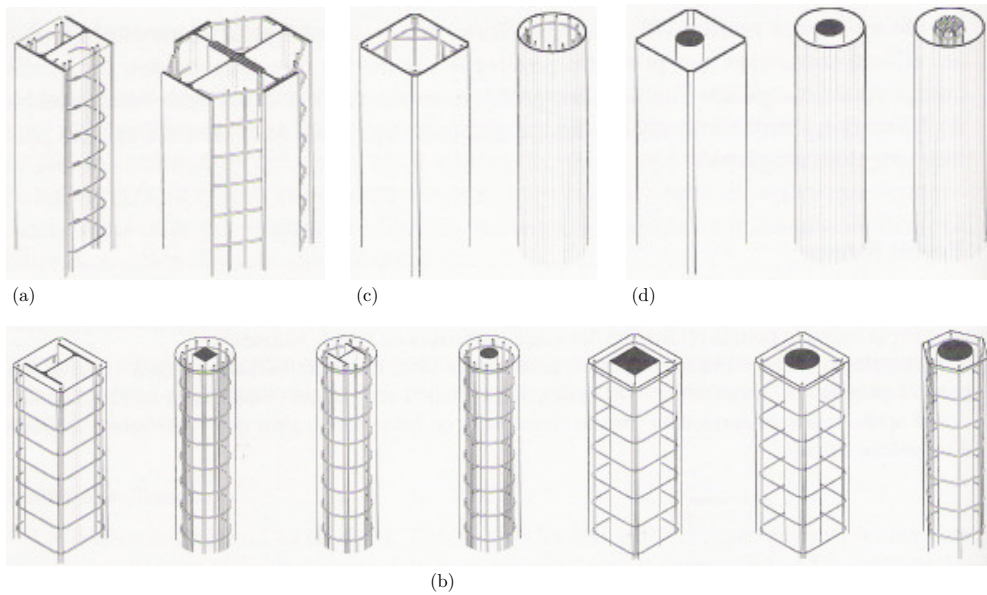


Figura 1.1: Exemplos de secções que podem ser utilizadas em colunas mistas.

contudo de cofragem. No caso das colunas constituídas por perfis tubulares preenchidos com betão (Figura 1.1 (c)), o efeito de confinamento provoca um aumento da resistência do betão, especialmente em secções circulares, devido à tensão radial que se gera com a aplicação de cargas na coluna. É no entanto necessário ter em conta que são susceptíveis à corrosão, ao fogo e a fenómenos de encurvadura local. Por último, têm-se as colunas compostas por perfis tubulares com núcleo em aço maciço ou grupo de varões preenchidos com betão (Figura 1.1 (d)) que são geralmente utilizadas quando se têm cargas muito elevadas, estando o núcleo protegido contra as altas temperaturas.

Na actualidade, as colunas parcialmente envolvidas em betão são as mais utilizadas, devido ao facto de não necessitarem de cofragem e de apresentarem qualidades estéticas (Nethercot, 2003; Calado e Santos, 2010). Como exemplo de aplicação de colunas mistas, temos o edifício GES, localizado em Luanda (Figura 1.2), destinado a escritórios, habitação e comércio, no qual são utilizadas colunas mistas totalmente envolvidas em betão (Mendonça *et al.*, 2005).

1.2 Motivação e Objectivos

A utilização de elementos mistos aço-betão na construção de edifícios é cada vez mais frequente, principalmente em edifícios de grande porte, devido às vantagens que estes oferecem face aos elementos em betão armado ou em aço (Calado e Santos, 2010). Tal facto torna este tipo de construção numa das áreas da Engenharia Civil cada vez mais apelativa, estando esta em constante desenvolvimento. Actualmente, em Portugal, estes elementos começam cada vez mais a ser empregados, mas as colunas mistas são ainda pouco utilizadas, sendo a sua aplicação bastante recente (Rodrigues, 2008). Deste modo, é bastante importante contribuir para a divulgação dos métodos de análise e verificação deste tipo de elementos, bem como aprofundar os conhecimentos relativamente à sua modelação.

Recentemente, foi realizado um trabalho referente a colunas mistas (Carvalho 2010), onde foi apresentado um panorama geral referente ao estado da arte no que toca ao dimensionamento



Figura 1.2: Maquete de um edifício construído com colunas mistas (adaptado de Mendonça *et al.* (2005)).

namento e estudo deste tipo de elementos. Neste trabalho concluiu-se que a utilização do Método Geral de dimensionamento de colunas mistas do EC4 conduz a valores da resistência do elemento significativamente inferiores aos obtidos pelo Método Simplificado. A presente Dissertação tem como principal objectivo continuar este trabalho. Assim, estuda-se o comportamento e modelação numérica de colunas mistas aço-betão parcialmente betonadas. Em particular, comparam-se os resultados obtidos com o Método Simplificado e o Método Geral do EC4, investigando a influência das imperfeições geométricas equivalentes, dos coeficientes intervenientes nas equações do Método Geral e da lei constitutiva do betão.

1.3 Organização da Dissertação

No segundo Capítulo são apresentados os materiais que compõem um elemento misto, assim como serão apresentados e discutidos os métodos de dimensionamento de colunas mistas à encurvadura recomendados pelo EC4.

O terceiro Capítulo aborda a modelação numérica de colunas mistas com o programa de elementos finitos Ansys. De forma a validar o programa utilizado, são estudados em pormenor dois casos, sendo estes posteriormente comparados com os resultados experimentais obtidos por outros autores. Apresentam-se, ainda, algumas das limitações e das vantagens encontradas na modelação de colunas mistas através dos programas usados.

No quarto Capítulo serão estudadas colunas mistas parcialmente betonadas, simplesmente apoiadas e sujeitas à flexão composta, em que se irá utilizar dois tipos de perfis, um IPE200 e um HEA200, sendo que para cada um dos perfis realizam-se dois modelos, um com esbelteza maior e outro com esbelteza menor. Estas serão modeladas utilizando o programa de elementos finitos Ansys, sendo os resultados obtidos comparados com os fornecidos pelos métodos recomendados pelo EC4, extraíndo-se conclusões e recomendações para a análise de colunas parcialmente betonadas.

O quinto Capítulo é composto pelas principais conclusões retiradas dos estudos efectuados, bem como pelos possíveis desenvolvimentos futuros que podem vir a ser realizados.

Capítulo 2

Resistência à encurvadura de colunas mistas segundo o EC4

2.1 Introdução

O presente Capítulo tem como objectivo expor as disposições da secção 6.7 do EC4, referente à resistência à encurvadura de colunas mistas. Irão ser abordados o artigo 6.7.1, que contém as regras gerais relativas a colunas mistas, o artigo 6.7.2 (Método Geral), que é aplicável a colunas de secção assimétrica e/ou não uniforme ao longo do elemento, o artigo 6.7.3 (Método Simplificado), utilizável para colunas com secção duplamente simétrica e uniforme em todo o seu comprimento, bem como os artigos relativos à resistência da secção e à resistência do elemento.

Os artigos 6.7.4 e 6.7.5, referentes às zonas de introdução de esforços, conexão de corte e pormenorização, não serão discutidos, uma vez que não são objecto de estudo neste trabalho.

2.2 Materiais

No que diz respeito aos materiais, as regras gerais relativas a colunas mistas encontram-se expostas na cláusula 6.7.1 (2) do EC4, onde se refere que as disposições do EC4 só são aplicáveis a aços das classes S235 a S460 e a betões das classes C20/25 a C50/60. No Capítulo 3 do EC4 são apresentados os materiais que fazem parte da constituição de elementos mistos, remetendo este para os Eurocódigos correspondentes a cada material: o betão e o aço em armaduras são tratados, respectivamente, nas secções 3.1 e 3.2 do EC2 (CEN, 2004) e o aço em perfil é tratado na secção 3.3 do EC3 (CEN, 2004).

Para o betão, as características associadas a cada classe podem ser encontradas na tabela 3.1 do EC2. O valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão para provetes cilíndricos, f_{cd} , é dado por:

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \times f_{ck}}{\gamma_C}, \quad (2.1)$$

sendo α_{cc} o coeficiente que tem em conta os efeitos de longo prazo na resistência à compressão do betão e os efeitos desfavoráveis resultantes do modo como a carga é aplicada (valor dado no Anexo Nacional de cada país), f_{ck} o valor característico da tensão de rotura do betão à compressão aos 28 dias e γ_C o coeficiente parcial de segurança relativo ao betão, que assume o valor 1,5. No caso do EC4, o valor de α_{cc} é igual a 1, uma vez que as regras foram calibradas considerando este valor. Normalmente, em colunas mistas, o valor de f_{cd} é ainda afectado

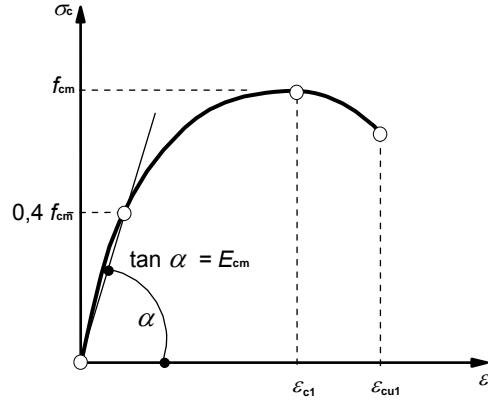


Figura 2.1: Diagrama da relação tensão-extensão para o betão (CEN, 2004).

por um factor de 0,85 para se ter em conta o facto de em secções totalmente ou parcialmente betonadas não se conseguir garantir o completo confinamento do betão (Johnson e Anderson, 2004).

Na modelação por elementos finitos, a lei constitutiva usada para o betão é a representada na Figura 2.1, cuja expressão analítica é fornecida pela expressão (3.14) do EC2, ou seja:

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k - 2)\eta}, \quad (2.2)$$

onde σ_c é a tensão no betão, f_{cm} é o valor médio da tensão de rotura do betão à compressão, $k = 1,05E_{cm} \times |\epsilon_{c1}| / f_{cm}$, E_{cm} é o módulo de elasticidade secante do betão, ϵ_{c1} é a extensão do betão à compressão correspondente à tensão máxima f_{cm} , $\eta = \epsilon_c / \epsilon_{c1}$ e ϵ_c é a extensão do betão à compressão. Contudo, de acordo com a cláusula 5.8.6 (3) do mesmo Eurocódigo, quando a lei constitutiva é escrita em termos de valores de cálculo (f_{cd} e E_{cd}), em vez dos valores de f_{cm} e E_{cm} , a análise estrutural fornece directamente o valor de cálculo da resistência. Assim, o módulo de elasticidade considerado, uma vez que $f_{cm} = f_{cd}$, será dado por $E_{cd} = E_{cm} / \gamma_{cE}$, onde γ_{cE} é um factor de segurança que tem o valor de 1,2 (valor aconselhado pelo EC2).

No que diz respeito ao aço em perfil, na cláusula 6.7.1 (4) do EC4 existe uma limitação relativamente à quantidade de aço estrutural existente numa coluna mista, sendo esta materializada através da condição $0,2 \leq \delta \leq 0,9$. Sendo que o valor de δ é dado por

$$\delta = \frac{A_a f_{yd}}{N_{pl,Rd}}. \quad (2.3)$$

Para $\delta < 0,2$ o elemento considera-se como sendo de betão armado e, para $\delta > 0,9$ o elemento é analisado como sendo de aço (Johnson e Anderson, 2004).

A cláusula 3.3 (1) do EC4 remete-nos para a tabela 3.1 do EC3, onde são apresentadas as características dos vários tipos de aço em perfil. A tabela contém os valores nominais da tensão de cedência, f_y , e da tensão última, f_u , os quais para efeitos de cálculo devem ser adoptados como valores característicos. Assim, o valor de cálculo da tensão de cedência (f_{yd}) é obtido dividindo-se o valor característico da tensão de cedência (f_{yk}), pelo coeficiente parcial de segurança (γ_a) que toma o valor de 1,0.

De acordo com a cláusula 3.2 (1) do EC4, as características do aço em armaduras podem ser encontradas na cláusula 3.2.2 (3) do EC2, onde se tem que a tensão de cedência está

compreendida entre 400 e 600 MPa. O valor de cálculo da tensão de cedência, f_{sd} , obtêm-se dividindo o valor característico, f_{sk} , pelo respectivo coeficiente parcial de segurança (γ_s) que é igual a 1,15. Tem-se ainda, da cláusula 3.2 (2) do EC4 que se pode considerar o módulo de elasticidade do aço em armaduras igual ao do aço em perfil (210 GPa).

2.3 Métodos de cálculo

O EC4 compreende dois métodos de cálculo para colunas mistas, sendo estes o Método Geral e o Método Simplificado. O primeiro permite considerar elementos de secção transversal assimétrica ou não uniforme ao longo do comprimento e exige a utilização de programas avançados de cálculo. Em contrapartida, o segundo não necessita da utilização de programas de cálculo avançados, mas só pode ser utilizado em elementos de secção transversal de aço bissimétrica e uniforme ao longo do comprimento (entre outras limitações).

Ambos os métodos permitem admitir válidas a hipótese de Bernoulli, segundo a qual as secções transversais de uma barra se mantêm planas e perpendiculares ao eixo da barra após a deformação e a hipótese da interacção total entre o aço estrutural e o betão.

No artigo 6.7.2 do EC4 encontra-se descrito o Método Geral, onde se podem encontrar os seguintes princípios que devem ser satisfeitos:

- se afectarem significativamente a estabilidade estrutural, os efeitos de segunda ordem devem ser considerados em qualquer direcção em que possa ocorrer a rotura;
- os esforços devem ser determinados através de uma análise elasto-plástica;
- a resistência do betão à tracção deve ser desprezada, podendo ser tida em conta, na rigidez de flexão, a contribuição do betão entre fendas;
- os efeitos da retracção e da fluência devem ser considerados se forem susceptíveis de afectar significativamente a estabilidade estrutural;
- como simplificação, os efeitos da fluência e da retracção poderão ser ignorados se o aumento dos momentos flectores de primeira ordem, resultante das deformações por fluência e do esforço normal devido às cargas permanentes, não for superior a 10%;
- as seguintes relações tensão-deformação deverão ser utilizadas na análise não linear: para o betão comprimido, como é indicado na EN 1992-1-1 (EC2), 3.1.5; para as armaduras de betão armado, como é indicado na EN 1992-1-1 (EC2), 3.2.7; para o aço estrutural, como é indicado na EN 1993-1-1 (EC3), 5.4.3 (4);
- como simplificação, o efeito das tensões residuais e das imperfeições poderá ser substituído por imperfeições iniciais sinusoidais (imperfeições dos elementos), de acordo com o quadro 6.5 da EN 1994-1-1 (EC4).

No artigo 6.7.3 do EC4 encontra-se descrito o Método Simplificado, o qual foi calibrado recorrendo aos resultados de mais de 200 ensaios experimentais, razão pela qual existem algumas limitações à sua aplicação (Calado e Santos, 2010). Para o Método Simplificado poder ser utilizado, o elemento deverá respeitar as condições apresentadas no artigo 6.7.3.1 do EC4:

- o elemento deve apresentar uma secção constituída apenas por um perfil metálico;

- a secção deve ser duplamente simétrica e deve manter-se constante ao longo do elemento;
- a esbelteza relativa ($\bar{\lambda}$) da coluna deve ser menor ou igual a 2 (6.7.3.1 (1));
- para secções totalmente betonadas os limites da espessura máxima do recobrimento de betão devem respeitar: $\max c_z = 0,3h$ e $\max c_y = 0,4b$ (6.7.3.1 (2));
- a armadura longitudinal utilizada não deverá ser superior a 6% da área do betão (6.7.3.1 (3));
- o rácio entre altura-largura da secção mista deverá estar compreendido entre 0,2 e 5,0 (6.7.3.1 (4)) de modo a evitar fenómenos de encurvadura lateral por flexão-torção.

Nas secções 2.4 e 2.5, encontram-se descritos os procedimentos para o cálculo da resistência da secção e da resistência do elemento, respectivamente, aplicando o Método Simplificado.

2.4 Resistência da Secção

2.4.1 Resistência à compressão

Segundo a cláusula 6.7.3.2 (1) do EC4, a resistência de uma secção mista é dada pela soma das resistências dos vários materiais que a constituem (betão, aço em perfil e aço em armaduras). Assim, o valor de cálculo do esforço axial resistente, $N_{pl,Rd}$, corresponde à força máxima que uma coluna consegue suportar assumindo que o aço em perfil e o aço em armaduras estão plastificados e o betão está esmagado (Johnson e Anderson, 2004), ou seja:

$$N_{pl,Rd} = A_a f_{yd} + 0,85 A_c f_{cd} + A_s f_{sd}, \quad (2.4)$$

sendo A_a a área da secção transversal do perfil, f_{yd} o valor de cálculo da tensão de cedência do aço em perfil, A_c a área da secção transversal do betão, f_{cd} o valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão, A_s a área da secção transversal de armaduras e f_{sd} o valor de cálculo da tensão de cedência do aço em armaduras. O factor 0,85 é devido ao facto de em secções totalmente ou parcialmente betonadas não se conseguir garantir o completo confinamento do betão (Johnson e Anderson, 2004).

2.4.2 Resistência à flexão recta composta

Para avaliar a resistência da secção à flexão recta composta são usualmente traçadas curvas de interacção N - M , que correspondem à fronteira de resistência da secção, permitindo verificar facilmente se um par de esforços, N_{Ed} (valor de cálculo do esforço axial actuante) e M_{Ed} (valor de cálculo do momento flector actuante), excede essa resistência. A curva de interacção é traçada através da determinação de vários pares de pontos N - M , com base em diagramas rectangulares de tensão, sendo cada um representado graficamente por meio de um ponto. Contudo, a determinação de uma curva de interacção completa é um processo trabalhoso e é geralmente realizada com auxílio computacional. O EC4 propõe a determinação de apenas alguns pontos característicos da curva, permitindo estes obter uma boa aproximação da curva completa (Roik e Bergmann, 1989). Tal como ilustrado na Figura 2.2, esta é composta pelos pontos A que corresponde ao ponto de compressão pura, B que corresponde ao ponto de flexão pura, C que consiste no ponto de momento igual ao do ponto B (flexão pura), mas com

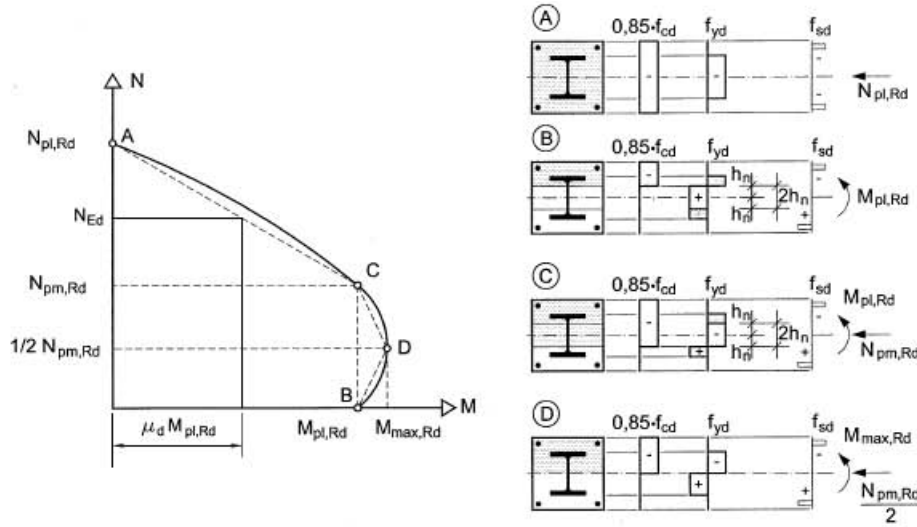


Figura 2.2: Curva de interacção N - M , obtida através do método proposto pelo EC4 para avaliação da resistência da secção (adaptado do EC4).

esforço axial não nulo, igual a $N_{pm,Rd}$, e D que consiste no ponto de momento flector máximo, $M_{max,Rd}$, e de esforço axial igual a $0,5N_{pm,Rd}$.

A verificação à flexão recta composta é, então, efectuada através de

$$M_{y,Ed} \leq \alpha_M \mu_y M_{pl,Rd,y}, \quad (2.5)$$

$$M_{z,Ed} \leq \alpha_M \mu_z M_{pl,Rd,z}, \quad (2.6)$$

onde $\mu_y M_{pl,Rd,y}$ e $\mu_z M_{pl,Rd,z}$ são os valores de cálculo dos momentos resistentes plásticos segundo os eixos y e z , respectivamente, obtidos das respectivas curvas de interacção quando se tem um nível de esforço axial igual a N_{Ed} e α_M é um factor relativo à flexão em colunas mistas o qual surge devido ao facto de se ter observado que a utilização de diagramas rectangulares de tensão vai contra a segurança para colunas mistas (Johnson e Anderson, 2004). De acordo com a cláusula 6.7.3.6 (1) do EC4, α_M assume o valor de 0,9 para aços das classes S235 a S355 e o valor de 0,8 para as classes S420 a S460.

2.4.3 Resistência à flexão desviada composta

No que diz respeito à resistência de uma coluna sujeita a flexão desviada composta, esta pode ser representada através de uma superfície de interacção N - M_y - M_z , cuja determinação exige, normalmente, apoio computacional. Segundo o Método Simplificado do EC4, existe uma forma alternativa de avaliar colunas sujeitas a este tipo de combinação de esforços, sendo esta apresentada no artigo 6.7.3.6. De modo a avaliar essa resistência, começa-se por traçar as curvas de interacção N - M_y e N - M_z (Figura 2.3) e efectuar as verificações (2.5) e (2.6). De seguida, de acordo com o artigo 6.7.3.7, deve ser averiguada a condição de flexão desviada simplificada

$$\frac{M_{y,Ed}}{\mu_{dy} M_{pl,Rd,y}} + \frac{M_{z,Ed}}{\mu_{dz} M_{pl,Rd,z}} \leq 1,0, \quad (2.7)$$

traduzindo esta a linearização da curva de interacção AB ao nível do esforço normal, N_{Ed} (Figura 2.4). O ponto D representa a combinação dos dois momentos flectores resistentes ao

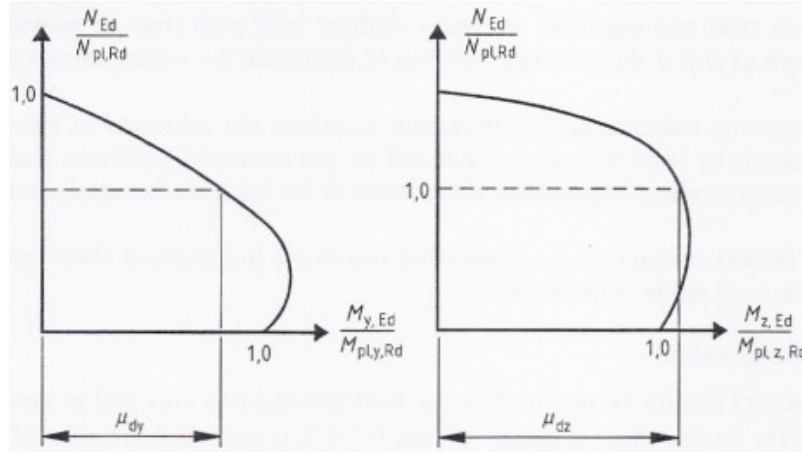


Figura 2.3: Curvas de interacção $N-M_y$ e $N-M_z$, obtidas através do método proposto pelo EC4 para avaliação da resistência da secção (adaptado do EC4).

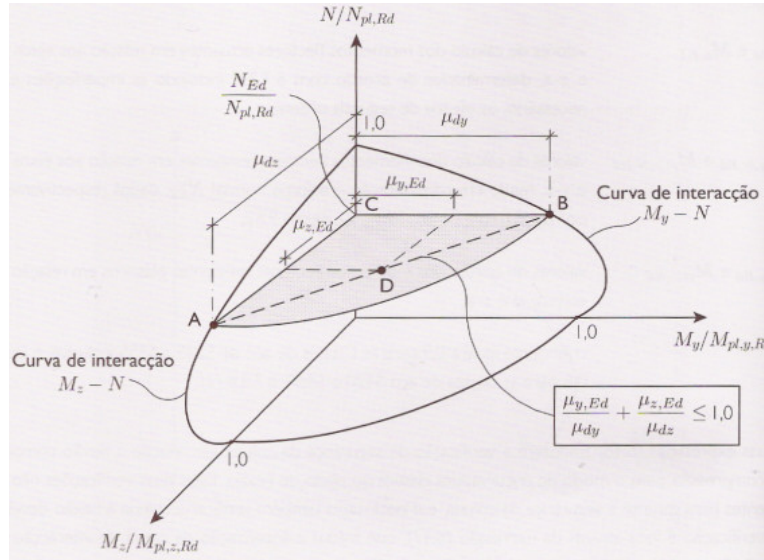


Figura 2.4: Curva de interacção tridimensional $N-M_y-M_z$ (adaptado de Calado e Santos, 2010).

nível de N_{Ed} e, para que a coluna verifique a segurança, o ponto $(N_{Ed}; M_{y,Ed}; M_{z,Ed})$ deverá situar-se no interior do triângulo ABC.

2.5 Resistência do elemento

Para que seja possível realizar a avaliação da resistência do elemento à encurvadura segundo o Método Simplificado do EC4, é necessário primeiramente determinar a esbelteza relativa ($\bar{\lambda}$), a rigidez de flexão efectiva $((EI)_{eff})$ e a rigidez de flexão efectiva para análises de segunda ordem $((EI)_{eff,II})$ da coluna.

Segundo a cláusula 6.7.3.3 (2) do EC4, para o cálculo da esbelteza relativa tem-se a

seguinte expressão:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl,Rk}}{N_{cr}}}, \quad (2.8)$$

onde $N_{pl,Rk}$ é o valor característico do esforço axial plástico resistente determinado a partir da equação (2.4), em que são utilizados os valores característicos dos materiais, e N_{cr} é a carga crítica da coluna em compressão, a qual pode ser obtida através da expressão de Euler, $N_{cr} = \pi^2(EI)_{eff}/L_e^2$, onde L_e é o comprimento de encurvadura da coluna e a rigidez de flexão efectiva da secção é definida na cláusula 6.7.3.3 (3) do EC4,

$$(EI)_{eff} = E_a I_a + K_e E_{cm} I_c + E_s I_s, \quad (2.9)$$

sendo I_a , I_c e I_s os momentos de inércia do perfil metálico, da secção de betão não fendilhada e das armaduras, respectivamente, relativamente ao eixo de flexão considerado, E_a e E_s são os módulos de elasticidade do aço em perfil e do aço em armaduras, respectivamente, E_{cm} o módulo de elasticidade secante do betão e K_e um factor de correcção que permite ter em conta a fendilhação no betão de modo simplificado, sendo igual a 0,6.

Segundo a cláusula 6.7.3.4 (2) do EC4, e tendo por base estudos de calibração realizados em colunas mistas, para análises de segunda ordem o valor da rigidez de flexão efectiva obtido a partir da equação (2.9) deve ser reduzido (Johnson e Anderson 2004). Deste modo, o valor da rigidez de flexão efectiva para análises de segunda ordem, $(EI)_{eff,II}$, é dado por

$$(EI)_{eff,II} = K_0(E_a I_a + K_{e,II} E_{cm} I_c + E_s I_s), \quad (2.10)$$

onde K_0 é um coeficiente de calibração que deverá ser igual a 0,9 e $K_{e,II}$ é o coeficiente relativo à fendilhação no betão, igual a 0,5.

A generalidade das colunas encontra-se sujeita a momentos flectores, mas caso estejam apenas submetidas a esforços de compressão, a única verificação a efectuar é a que se encontra na cláusula 6.7.3.5 (2) do EC4. Assim, é possível verificar uma coluna apenas sujeita a esforço axial através de factores de redução, χ_y e χ_z , em função do eixo de encurvadura considerado, sendo o valor de cálculo do esforço axial resistente dado por:

$$N_{b,Rd} = \chi N_{pl,Rd}, \quad (2.11)$$

tendo sido adoptada a mesma nomenclatura do EC3 ao usar-se o índice b (buckling) para $N_{b,Rd}$. Os factores de redução são obtidos a partir das expressões do artigo 6.3.1.2

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \quad (2.12)$$

$$\Phi = 0,5 \times \left(1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2\right), \quad (2.13)$$

onde α é o factor de imperfeição, escolhido de acordo com a tabela 6.5 do EC4, aqui reproduzida na Figura 2.5, em função da curva de dimensionamento de colunas apropriada.

Para o caso em que as colunas mistas estejam simultaneamente sujeitas a momentos flectores, é necessário determinar o momento máximo de segunda ordem, $M_{Ed,max}^{II}$, a que a coluna está sujeita. Para tal, deve ser sempre considerado o efeito das imperfeições geométricas e das tensões residuais, podendo estas ser substituídas por uma flecha inicial equivalente, usualmente sinusoidal, com os valores indicados na Figura 2.5. Contudo, esta aproximação é






Secção	Limites	Eixo de Encurvadura	Curva de Encurvadura	Imperfeição no Elemento	
Totalmente envolvida em betão 	-	y-y	b	L/200	
		z-z	c	L/150	
Parcialmente envolvida em betão 		y-y	b	L/200	
		z-z	c	L/150	
Circular ou rectangular preenchida com betão 		$\rho_s \leq 3\%$	Qualquer	a	L/300
		$3\% < \rho_s \leq 6\%$	Qualquer	b	L/200
Circular Preenchida com betão com perfil em I 		-	y-y	b	L/200
			z-z	b	L/200
Parcialmente betonada com perfis em I cruzados 		-	Qualquer	b	L/200

Figura 2.5: Curvas de dimensionamento e imperfeições iniciais para colunas mistas (adaptado do EC4).

válida para o caso de colunas simplesmente apoiadas, uma vez que para condições de apoio diferentes a forma da imperfeição pode ser substancialmente diferente (Gonçalves e Camotim, 2005).

De acordo com a cláusula 6.7.3.4 (3) do EC4, que remete para a cláusula 5.2.1 (3) do mesmo Eurocódigo, os valores dos momentos de primeira ordem podem ser usados se o aumento dos esforços relevantes for inferior a 10%. Esta verificação é feita através da seguinte condição:

$$\alpha_{cr} = \frac{N_{cr,eff}}{N_{Ed}} \geq 10, \quad (2.14)$$

onde α_{cr} é o parâmetro crítico de carga, $N_{cr,eff}$ é a carga crítica para a encurvadura elástica, considerando a rigidez de flexão efectiva $((EI)_{eff,II})$ e N_{Ed} é o esforço axial actuante.

Mediante a cláusula 6.7.3.4 (5) do EC4, a amplificação de momentos flectores pode ser realizada multiplicando os momentos de primeira ordem, M_{Ed}^I , pelo factor de amplificação, obtendo-se

$$M_{Ed}^{II} = kM_{Ed}^I, \quad (2.15)$$

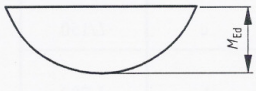
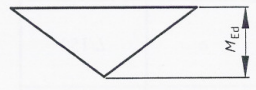
Moment distribution	Moment factors β	Comment
	First-order bending moments from member imperfection or lateral load: $\beta = 1,0$	M_{Ed} is the maximum bending moment within the column length ignoring second-order effects
	End moments: $\beta = 0,66 + 0,44r$ but $\beta \geq 0,44$	M_{Ed} and $r M_{Ed}$ are the end moments from first-order or second-order global analysis

 Figura 2.6: Tabela para determinação dos valores de β (adaptado do EC4).

com

$$k = \frac{\beta}{1 - N_{Ed}/N_{cr,eff}} \geq 1,0, \quad (2.16)$$

onde o factor β depende da distribuição dos momentos flectores, como ilustra a tabela 6.4 do EC4, aqui reproduzida na Figura 2.6. No entanto, este depende também do nível de esforço axial e das condições de apoio do elemento, não sendo isto tido em conta pelo EC4 (Gonçalves e Camotim, 2005).

É ainda importante referir a necessidade de se calcular em geral dois valores distintos para o factor de amplificação. O primeiro valor é referente à distribuição de momentos resultante das cargas aplicadas na estrutura sem imperfeições e o segundo diz respeito à distribuição de momentos devida às imperfeições iniciais equivalentes. Neste trabalho, $k_1 M_{Ed}^I$ diz respeito ao momento na coluna perfeita. No caso de colunas simplesmente apoiadas, o momento devido às imperfeições é dado por $N_{Ed}e_0$, onde e_0 é a imperfeição em cada secção transversal do elemento, apresentando este uma distribuição tal que $\beta = 1,0$, implicando por isso normalmente uma distribuição de momentos na coluna diferente da coluna perfeita. Uma vez que a imperfeição pode ser aplicada em qualquer direcção, o momento $k_2 N_{Ed}e_{0,d}$, pode ser considerado sempre com o mesmo sinal de $k_1 M_{Ed}^I$, sendo o momento conjunto dado por (admitindo que actuam segundo o mesmo eixo)

$$M_{Ed,max}^{II} = k_1 M_{Ed}^I + k_2 N_{Ed}e_0. \quad (2.17)$$

Depois de determinado o momento máximo de cálculo de segunda ordem do elemento, procede-se à verificação da resistência da secção de acordo com a cláusula 6.7.3.7 (2) do EC4. Quando se tem uma coluna sujeita a flexão desviada com esforço axial, deve ser contabilizada a imperfeição geométrica e devem ser determinadas as curvas de interacção N - M para ambos os planos principais de flexão, separadamente, sendo o momento conjunto dado por:

$$M_{Ed,y}^{II} = k_{1,y} M_{Ed,y}^I + k_{2,y} N_{Ed}e_{0,z} \quad (2.18)$$

$$M_{Ed,z}^{II} = k_{1,z} M_{Ed,z}^I \quad (2.19)$$

ou

$$M_{Ed,y}^{II} = k_{1,y} M_{Ed,y}^I \quad (2.20)$$

$$M_{Ed,z}^{II} = k_{1,z}M_{Ed,z}^I + k_{2,z}N_{Ed}e_{0,y}, \quad (2.21)$$

consoante se tem a imperfeição segundo z ou y , respectivamente.

Capítulo 3

Modelação numérica

3.1 Introdução

No presente Capítulo irá ser abordada a modelação numérica de colunas mistas, através da utilização de programas de elementos finitos, segundo o Método Geral do EC4. Para efeitos de validação, irão ser estudadas a viga C20Y0 e a coluna C20Y2 de Elghazouli e Treadway (2008). A viga C20Y0 foi também estudada por Piloto *et al.* (2009a e 2009b) e Carvalho (2010). Através destes exemplos pretende-se apurar as limitações e os problemas que se encontram na modelação do comportamento de uma coluna mista, quando sujeita à flexão simples e à flexão recta composta.

Para a modelação de colunas mistas podem ser utilizados modelos unidimensionais, bidimensionais ou tridimensionais. Os modelos unidimensionais são os mais simples, na medida em que utilizam elementos do tipo barra, cujo comportamento é bem conhecido, sendo muito utilizados para a modelação de treliças e pórticos. Diversos autores fizeram estudos com base neste tipo de modelos, dos quais se destacam Pi *et al.* (2006a), Valipour e Foster (2010), Aly *et al.* (2010), entre outros, sendo estes modelos explicados por Carvalho (2010).

Os modelos bidimensionais utilizam elementos do tipo placa, os quais permitem garantir automaticamente a condição de estado plano de tensão ou de estado plano de deformação, mas só podem ser solicitados por forças no seu próprio plano. Este tipo de modelo foi utilizado por Carvalho (2010), para estudar a coluna SHC-1 de Bridge (1976), de secção tubular rectangular preenchida com betão, sendo esta sujeita a flexão recta composta. Por último, os modelos tridimensionais, que são os mais complexos, aplicam elementos finitos de volume, que podem ser combinados com elementos de casca ou de barra. Como exemplo de aplicação deste tipo de modelo temos Yu *et al.* (2010), Hu *et al.* (1999) e Ellobody *et al.* (2010).

Os modelos que irão ser alvo de estudo na presente Dissertação serão os tridimensionais. Ambos os modelos são referentes a um elemento misto com a secção parcialmente betonada. No primeiro caso (viga C20Y0) a viga será sujeita a flexão simples, através da aplicação de um deslocamento a meio vão. No segundo caso (coluna C20Y2) o modelo irá ser sujeito a flexão recta composta, com a particularidade de primeiro a coluna ser sujeita apenas a esforço axial e depois, mantendo esse esforço, é aplicado um deslocamento a meio vão, de forma a provocar um momento flector segundo y .

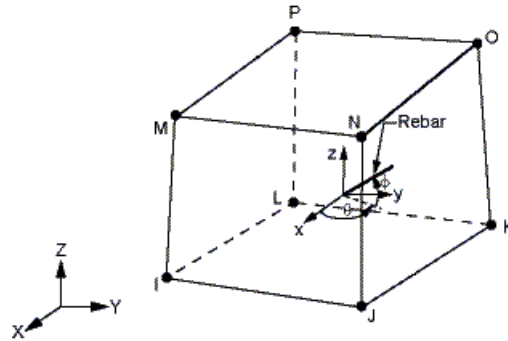


Figura 3.1: Elemento *Solid65* utilizado na modelação em Ansys (adaptado de Ansys, Inc., 2004).

3.2 Programas de elementos finitos utilizados

De forma a ser possível realizar análises de acordo com o exigido pelo Método Geral do EC4, foram utilizados os programas de elementos finitos Ansys, versão 12.0.1 (Ansys Inc., 2004), que também já tinham sido utilizados nos estudos realizados por Carvalho (2010) e Adina (Adina R.D. Inc., 2010). No entanto, com o programa Adina não foi possível obter resultados satisfatórios, dado que as cargas de colapso eram sistematicamente muito inferiores às esperadas, pelo que este foi abandonado e utilizou-se apenas o Ansys.

O programa Ansys, permite realizar análises não-lineares, fisicamente e/ou geometricamente. Serão utilizados modelos tridimensionais com elementos do tipo *Solid65*, quer para o betão, quer para o aço em perfil e em chapa. Este tipo de elemento possibilita simular a fendilhação e o esmagamento do betão e permite, ainda, incluir a plasticidade do material. O elemento *Solid65* é constituído por oito nós, possuindo cada um três graus de liberdade, isto é, as translações segundo x , y e z (Figura 3.1). Este possibilita, ainda, a consideração de armaduras distribuídas em três direcções diferentes, as quais absorvem unicamente esforços axiais.

Uma vez que o Método Geral admite a hipótese da interacção total entre o aço e o betão, na modelação em Ansys os nós dos elementos dos diferentes materiais serão coincidentes. Na zona de aplicação do carregamento será introduzida uma chapa, de modo a garantir uma distribuição mais uniforme de tensões. O carregamento será aplicado de forma incremental, através de deslocamentos e/ou de forças. As análises serão do tipo fisicamente e geometricamente não-lineares, considerando grandes deslocamentos, a fendilhação e esmagamento do betão e a plastificação do aço (perfil e armaduras).

As leis constitutivas utilizadas são, em tudo, idênticas às utilizadas (e testadas) por Carvalho (2010). Assim, quer para o aço em perfil, quer para o aço em armaduras, foram consideradas do tipo elástico-perfeitamente plástico, isto é, sem endurecimento, com o critério de cedência de Von Mises e lei de escoamento associada. O betão foi modelado através de uma curva multilinear elasto-plástica (MISO) de acordo com o critério de cedência de Von Mises, lei de escoamento associada e endurecimento isotrópico, onde se considera a relação uniaxial fornecida na secção 2.2 (Figura 2.1). Como o modelo MISO não permite a consideração de declives negativos, o troço descendente depois da tensão de pico será substituído por um patamar horizontal, pelo que a tensão é considerada constante. Para além de uma superfície de cedência, é ainda, incluída a superfície de rotura de William-Warnke, considerando a fendilhação do betão. No que diz respeito ao esmagamento do betão, este não será tido em conta,

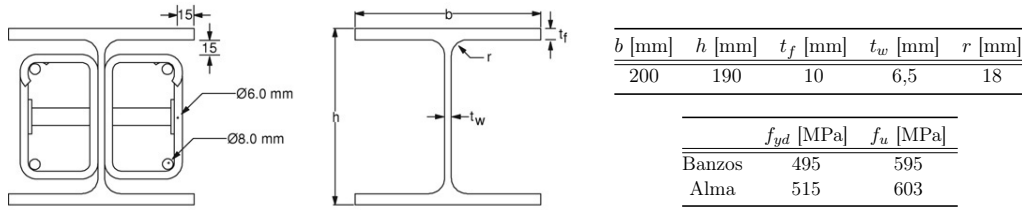


Figura 3.2: Viga C20Y0 (adaptado de Elghazouli e Treadway, 2008).

uma vez que, como demonstrado por Queiroz (2003) e Carvalho (2010), quando este está activo, existem sérias dificuldades de convergência durante as análises numéricas realizadas em Ansys. Quanto às armaduras, o Ansys permite que estas sejam colocadas em termos de percentagem face à área total de betão, ficando distribuídas pelos elementos deste material.

No Anexo B apresentam-se os passos seguidos para a criação dos modelos no programa de elementos finitos Ansys.

3.3 Exemplos de validação

3.3.1 Viga C20Y0

Para o primeiro exemplo de validação foi considerada a viga C20Y0, ensaiada por Elghazouli e Treadway (2008), e modelada no Ansys por Piloto *et al.* (2009a e 2009b) e Carvalho (2010).

A viga é constituída por um perfil HEA200 cujas características são indicadas na Figura 3.2, em aço da classe S460 e betão com tensão de rotura para provetes cúbicos de 44 MPa. Esta possui, ainda, armadura longitudinal composta por 4 varões de 8 mm de diâmetro, com tensão de cedência de 547 MPa e tensão última de 656 MPa, e estribos de 6 mm de diâmetro com espaçamento de 200 mm (Figura 3.2), contudo estes últimos não serão tidos em conta na modelação. A viga possui um comprimento de 2,44 metros e está sujeita à flexão simples, sendo esta conseguida através da aplicação progressiva de um deslocamento a meio vão da viga.

Na modelação da viga C20Y0, foi considerada apenas metade da secção e metade do comprimento da mesma, como se mostra na Figura 3.3, devido às condições de simetria. O modelo possui um comprimento de 1,22 m, em que 0,22 m correspondem a um troço de grande rigidez, uma vez que no ensaio de Elghazouli e Treadway (2008) existe um reforço em aço expressivo nas zonas de apoio do elemento. Para a modelação da viga foram usados elementos do tipo *Solid65* quer para o aço, quer para o betão.

No que se refere à modelação dos materiais que constituem a viga, o aço em perfil e em armaduras foi considerado sem endurecimento, isto é, com modelo elastico-perfeitamente plástico, sendo a tensão de cedência do aço em perfil considerada de 505 MPa (média das tensões do banzo e da alma) e para o aço em armaduras de 547 MPa. O betão atinge uma tensão máxima para provetes cúbicos ($f_{ck,cubo}$) de 44 MPa, multiplicando-se esse valor por 0,85 para obter o valor da tensão máxima correspondente a provetes cilíndricos (f_{ck}) de 37,4 MPa (Pi *et al.*, 2006b; Bridge, 1976). Através das expressões apresentadas na tabela 3.1 do EC2, determinaram-se as restantes variáveis essenciais para a definição da lei constitutiva do betão, sendo estas apresentadas no Quadro 3.1.

No que diz respeito à armadura longitudinal, esta foi considerada em percentagem face à área total de betão, ficando distribuída nos elementos de betão. Para 4 varões de 8 mm obtém-

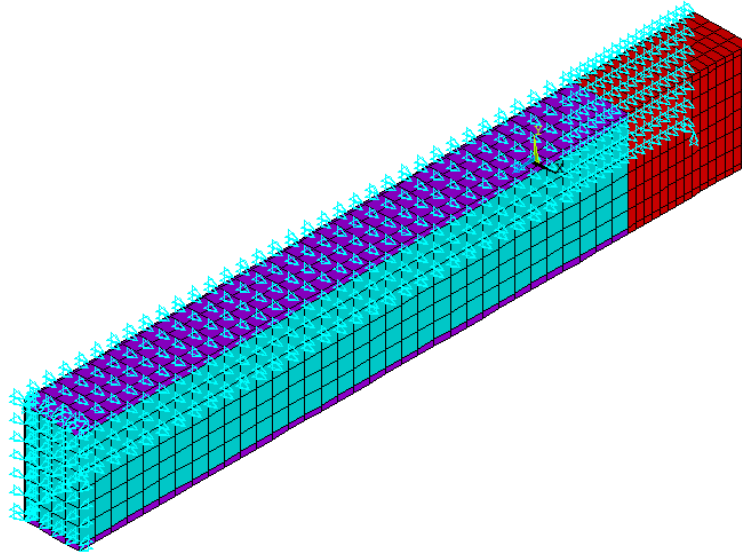


Figura 3.3: Modelo de elementos finitos da viga C20Y0.

Quadro 3.1: Características do betão usado na viga-coluna C20Y2.

f_{ctm} [MPa]	E_{cm} [GPa]	$\epsilon_c [\times 10^{-3}]$	$\epsilon_{cu1} [\times 10^{-3}]$
3,36	34,64	2,28	3,5

se uma percentagem igual a 0,617%. No entanto, esta percentagem de armadura conduz a um menor valor do momento resistente, uma vez que se está a considerar armadura distribuída (para além de uma tensão de cedência média no perfil). Pelo que irá ser utilizada uma taxa de armadura de 2%, a qual conduz a um momento resistente muito próximo do obtido por Elghazouli e Treadway (2008) (Carvalho, 2010).

Através dos resultados obtidos pelo programa Ansys, são traçadas as curvas de carregamento aplicado em função do deslocamento a meio vão da viga, as quais se representam na Figura 3.4. Quando se analisou analisamos os resultados alcançados com os resultados obtidos experimentalmente por Elghazouli e Treadway (2008) e por Carvalho (2010), verifica-se que, apesar da boa concordância entre os mesmos, não se consegue atingir resultados muito além da fase linear, o que também foi observado por Carvalho (2010). Tal facto está associado a estar-se perante uma situação em que ocorre fendilhação generalizada, o que implica uma maior dificuldade do Ansys em obter resultados. Segundo Queiroz (2003), a rotura de colunas mistas determinada pelo Ansys é prematura quando se está perante uma situação de flexão simples e quando a fendilhação no betão está activa. Na presença de compressão, a fendilhação é mais controlada e a dificuldade de convergência é normalmente ultrapassada.

3.3.2 Coluna C20Y2

Para o segundo exemplo de validação foi considerada a coluna C20Y2, ensaiada por Elghazouli e Treadway (2008). Esta, tal como a viga C20Y0, é constituída por um perfil HEA200, com as características iguais às apresentadas na validação anterior. Ao contrário da viga C20Y0, sujeita apenas a momento flector, a coluna C20Y2 está sujeita à flexão recta composta, introduzida através da aplicação de um esforço axial de 800 kN centrado e, de seguida, mantendo

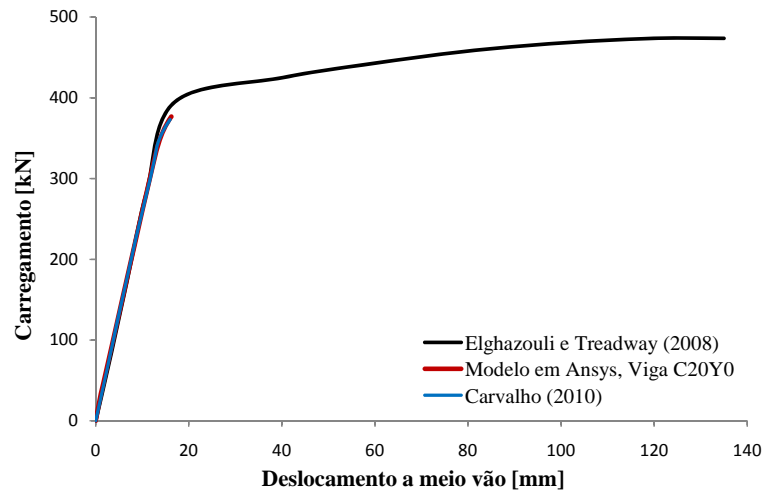


Figura 3.4: Resultados da viga C20Y0, obtidos no modelo em Ansys e por Elghazouli e Treadway (2008).

Quadro 3.2: Resultados obtidos para a coluna C20Y2

Elghazouli e Treadway (2008)	Ansys
243,39 kNm	228,76 kNm

o nível de esforço axial, a aplicação progressiva de um deslocamento a meio vão da coluna (Elghazouli e Treadway, 2008).

A modelação desta, em Ansys, é em tudo semelhante à da viga C20Y0, tendo também aqui sido considerado apenas metade da secção e metade do comprimento da coluna devido às condições de simetria.

De modo a simular correctamente o ensaio no Ansys, a análise foi efectuada em dois passos (*load steps*). No primeiro aplicou-se a totalidade do esforço axial e no segundo, aplicou-se o deslocamento a meio vão.

Os valores do momento flector máximo obtidos encontram-se no Quadro 3.2. Quando se comparou os resultados alcançados através do modelo de elementos finitos com os resultados obtidos experimentalmente por Elghazouli e Treadway (2008) (Figura 3.5), observou-se que inicialmente tem-se uma boa concordância entre os resultados, no entanto a resposta estrutural fornecida pelo modelo numérico torna-se mais flexível e subestima-se a carga de colapso em aproximadamente, 6%, não se conseguindo obter resultados para grandes deslocamentos.

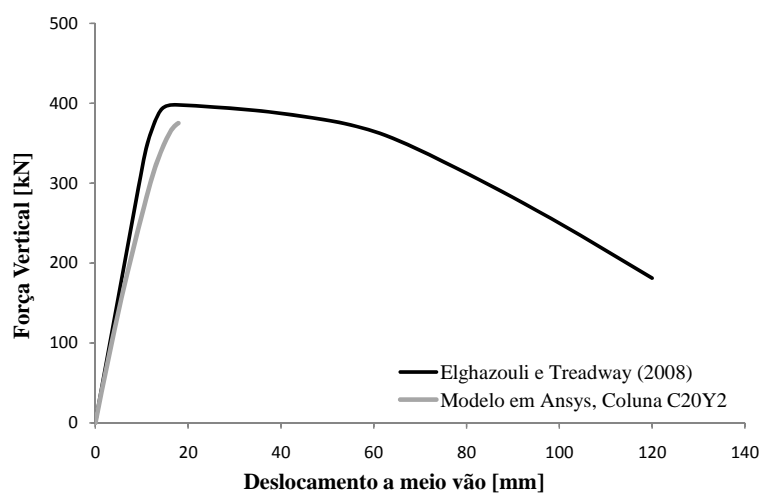


Figura 3.5: Resultados da coluna C20Y2, obtidos no modelo em Ansys e por Elghazouli e Treadway (2008).

Capítulo 4

Estudo paramétrico

4.1 Introdução

Neste Capítulo apresenta-se o estudo paramétrico relativo a colunas mistas parcialmente betonadas. Em particular, comparam-se os resultados obtidos pelo Método Geral (modelos tridimensionais de elementos finitos com o Ansys) com os do Método Simplificado. Serão realizados quatro modelos, dois utilizando perfis do tipo IPE200 e os outros dois com perfis do tipo HEA200, sendo que em cada caso se faz variar a esbelteza relativa. Optou-se por utilizar estes perfis dado apresentarem valores distintos da relação I_y/I_z (momentos principais centrais de inércia). Por outro lado, consideram-se esbeltezas relativas segundo o eixo z (condicionante) reduzidas e elevadas, de modo a averiguar a sua influência. Contudo, note-se que a esbelteza não será considerada superior a 2, sendo este o limite definido pelo EC4 para aplicação do Método Simplificado (como referido na secção 2.3). É importante referir que o modelo com perfil IPE200 e com esbelteza relativa segundo o eixo z elevada, já foi estudado por Carvalho (2010).

No caso do Método Geral, correram-se 11 casos para cada um dos modelos, em que se faz variar a relação $N-M_y$, tendo sido no total corridos 88 casos. Para cada um desses casos foi traçada a correspondente curva carga-deslocamento. Apesar de no Ansys se ter activado o controlo por comprimento de arco, verificou-se que o valor do *Number of substeps* tem bastante importância na obtenção de bons resultados, nomeadamente na obtenção de trajectórias de equilíbrio que atinjam um ponto limite. De facto, para vários casos, foi necessário variar este número várias vezes até se atingir resultados satisfatórios. Por outro lado, para o caso do modelo com perfil HEA200 e esbelteza relativa menor, não foi possível alcançar os resultados pretendidos. É importante referir que cada análise podia demorar entre 2 a 28 horas a efectuar.

As colunas com perfil IPE200, têm as características apresentadas no Quadro 4.1. É utilizado um betão da classe C25/30, um aço em perfil da classe S355, com valor da tensão de cedência característica de 355 MPa, e um aço em armaduras da classe A500, com valor de cálculo da tensão de cedência de 434,8 MPa.

De acordo com a tabela 3.1 do EC2, obtiveram-se os valores necessários para definir a lei

Quadro 4.1: Características do perfil IPE200.

b [mm]	h [mm]	t_f [mm]	t_w [mm]
100	200	8,5	5,6

Capítulo 4. Estudo paramétrico

Quadro 4.2: Características do betão usado para a coluna com o perfil IPE200.

f_{ck} [MPa]	f_{ctm} [MPa]	E_{cm} [GPa]	$\epsilon_c [\times 10^{-3}]$	$\epsilon_{cu1} [\times 10^{-3}]$
25	2,6	31	2,1	3,5

Quadro 4.3: Características do perfil HEA200.

b [mm]	h [mm]	t_f [mm]	t_w [mm]	r [mm]
200	190	10	6,5	18

Quadro 4.4: Características do betão usado para a coluna com o perfil HEA200.

f_{ck}	f_{ctm} [MPa]	E_{cm} [GPa]	$\epsilon_c [\times 10^{-3}]$	$\epsilon_{cu1} [\times 10^{-3}]$
37,4	3,36	34,64	2,28	3,5

constitutiva do betão, os quais se apresentam no Quadro 4.2. Tem-se, ainda, que o valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão, f_{cd} , é igual a 16,67 MPa e uma vez que $f_{cm} = f_{cd}$ o módulo de elasticidade considerado para o betão é igual a 25,83 GPa.

As condições das cláusulas 6.7.1 (4) e (9) do EC4, são cumpridas de forma a que seja possível a aplicação do Método Simplificado à coluna, ou seja:

$$\begin{aligned}
 N_{pl,Rd} &= A_a f_{yd} + 0,85 A_c f_{cd} + A_s f_{sd} \\
 &= (0,0027 \times 355 + 0,85 \times 0,0173 \times 16,67 + 0,01 \times 0,0173 \times 434,78) \times 10^3 \\
 &= 1287,19 kN
 \end{aligned} \tag{4.1}$$

e

$$\delta = \frac{A_a f_{yd}}{N_{pl,Rd}} = \frac{0,0027 \times 355 \times 10^3}{1287,19} \cong 0,75 \tag{4.2}$$

$$0,2 < \delta < 0,9 \tag{4.3}$$

e

$$\max\left(\frac{b}{t_f}\right) = 44 \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 44 \sqrt{\frac{235}{355}} \cong 35,80 \tag{4.4}$$

$$\frac{b}{t_f} = \frac{0,1}{0,0085} \cong 11,76 < 35,80 \tag{4.5}$$

Por último, as colunas com perfil HEA200 apresentam as características do Quadro 4.3, tendo este tipo de coluna sido usado por Elghazouli e Treadway (2008). No que refere aos materiais, foi utilizado um betão com valor característico da tensão de rotura do betão à compressão para provetes cilíndricos de 37,4 MPa, tendo sido de acordo com a tabela 3.1 do EC2, obtidos os restantes valores necessários para definir a lei constitutiva do betão, os quais se apresentam no Quadro 4.4. O aço em perfil é da classe S460, apresentando um valor de cálculo da tensão de cedência de 505 MPa (média das tensões do banzo e da alma), e o aço em armaduras apresenta um valor de tensão de cedência de 547 MPa.

Quadro 4.5: Características dos vários modelos em análise.

Características	IPE200		HEA200	
	$\bar{\lambda}$ Maior	$\bar{\lambda}$ Menor	$\bar{\lambda}$ Maior	$\bar{\lambda}$ Menor
L [m]	3,5	1,5	7	2,44
$(EI)_y$ [kNm ²]	4868,88	4868,88	9333,28	9333,28
$(EI)_z$ [kNm ²]	564,86	564,86	5609,36	5609,36
$N_{cr,y}$ [kN]	3922,77	21357,30	1879,91	15472,28
$N_{cr,z}$ [kN]	455,10	2477,75	1129,84	9298,94
$\bar{\lambda}_y$	0,57	0,25	1,46	0,51
$\bar{\lambda}_z$	1,68	0,72	1,88	0,65

De forma a ser possível a aplicação do Método Simplificado às colunas, são cumpridas as condições das cláusulas 6.7.1 (4) e (9) do EC4.

$$\begin{aligned}
 N_{pl,Rd} &= A_a f_{yd} + 0,85 A_c f_{cd} + A_s f_{sd} \\
 &= (0,0051 \times 505 + 0,85 \times 0,0329 \times 37,4 + 0,02 \times 0,0329 \times 547) \times 10^3 \\
 &= 3983,63 \text{ kN}
 \end{aligned} \tag{4.6}$$

e

$$\delta = \frac{A_a f_{yd}}{N_{pl,Rd}} = \frac{0,0051 \times 505 \times 10^3}{3983,63} \cong 0,65 \tag{4.7}$$

$$0,2 < \delta < 0,9 \tag{4.8}$$

e

$$\max\left(\frac{b}{t_f}\right) = 44 \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 44 \sqrt{\frac{235}{505}} \cong 30,02 \tag{4.9}$$

$$\frac{b}{t_f} = \frac{0,2}{0,010} \cong 20,00 < 30,02 \tag{4.10}$$

Para o cálculo da rigidez de flexão da secção, segundo os eixos y e z , a contribuição das armaduras é dada respectivamente pelas seguintes expressões (Carvalho, 2010):

$$E_s I_y = \frac{A_s (h - 2t_f)^2}{12} \times E_s \tag{4.11}$$

e

$$E_s I_z = \frac{A_s (b^3 - t_w^3)}{12(b - t_w)} \times E_s, \tag{4.12}$$

sendo E_s o módulo de elasticidade do aço em armaduras, I_y e I_z os momentos de inércia segundo y e z respectivamente, A_s a área da secção transversal das armaduras e h , t_f , b e t_w as características geométricas do perfil. Sabendo a contribuição da armadura, determinaram-se as características das colunas, indicadas no Quadro 4.5.

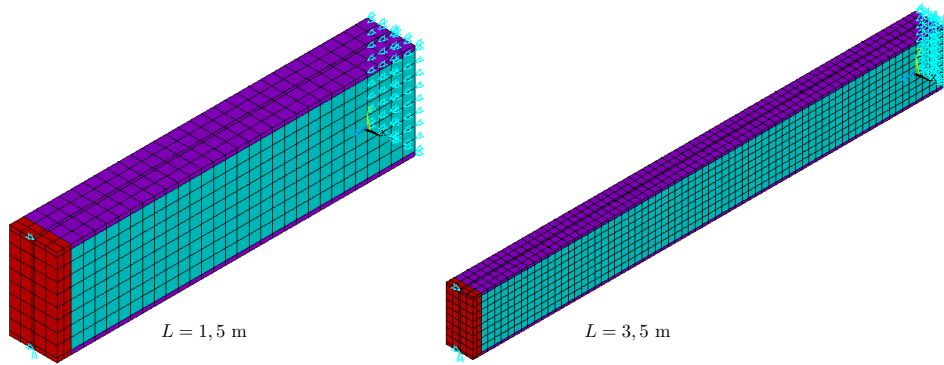


Figura 4.1: Modelos de elementos finitos para as colunas com perfil IPE200.

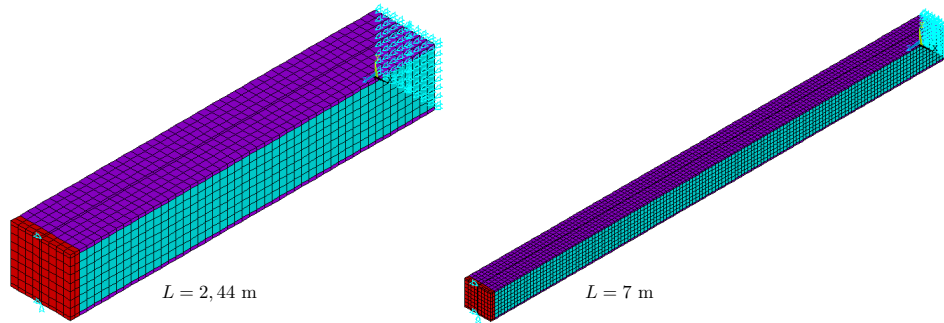


Figura 4.2: Modelos de elementos finitos (Ansys), para as colunas com perfil HEA200.

4.2 Método Geral

De forma a aplicar o Método Geral aos casos de estudo, utilizaram-se modelos tridimensionais de elementos finitos (Ansys), tendo sido empregues elementos do tipo *Solid65* quer para o betão, quer para o aço, assim como já tinha sido feito para os casos de validação (Figura 4.1 e Figura 4.2). Devido às condições de simetria, na realização dos modelos foi considerado apenas metade do comprimento das colunas.

No que diz respeito às leis constitutivas adoptadas, estas serão em tudo idênticas às utilizadas nos exemplos de validação da viga C20Y0 e da coluna C20Y2. Para o betão irá ser utilizada a curva multilinear (MISO), sendo esta traçada tendo em conta os parâmetros indicados na secção anterior. Para o aço em perfil e para o aço em armaduras, será considerada uma lei constitutiva elastica-perfeitamente plástica (sem endurecimento). Tendo-se utilizado um módulo de elasticidade de 210 GPa para o aço em perfil e de 200 GPa para o aço em armaduras.

Como já tinha sido efectuada nos exemplos de validação, as armaduras foram introduzidas em termos de percentagem face à área de betão. Para as colunas com perfil IPE200 foi utilizado um rácio de 1%, uma vez que este foi o valor utilizado por Carvalho (2010), para as colunas com perfil HEA200 foi utilizado um rácio de 2%, o que corresponde ao utilizado nos exemplos de validação. Ambos os valores respeitam o limite de 6% estabelecido pela cláusula 6.7.3.1 (3) do EC4.

No topo de todas as colunas foi colocada uma chapa em aço com 3 cm de espessura, de modo a evitar concentrações de tensões, tal como já tinha sido efectuada nos exemplos de

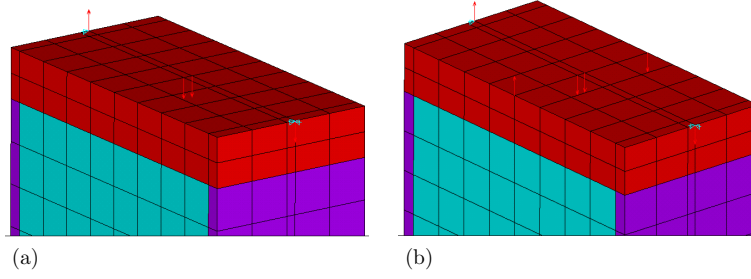


Figura 4.3: Análise realizada em Ansys para aplicação dos esforços actuantes no caso de imperfeição vertical (a)), M_y e no caso de imperfeição horizontal (b)), M_z .

validação.

É necessário, também, considerar imperfeições geométricas equivalentes nos modelos, como já foi referido na secção 2.5. Para os casos em estudo, tratando-se de perfis parcialmente betonados e de acordo com a Figura 2.5, tem-se que para a encurvadura em torno de y , $e_{0,z} = L/200$ e para a encurvadura em torno de z , $e_{0,y} = L/150$, onde L é o comprimento da coluna. De forma simplificada, as imperfeições foram introduzidas nos modelos através da aplicação de um esforço axial excêntrico, apresentando excentricidade $e_{0,y}$ ou $e_{0,z}$, o que não corresponde rigorosamente ao recomendado pelo EC4 (imperfeição sinusoidal). Contudo, esta diferença será tida em conta também no Método Simplificado e na análise dos resultados. Assim, foram realizados modelos com imperfeição vertical ($e_{0,z} = L/200$ e $e_{0,y} = 0$) e modelos com imperfeição horizontal ($e_{0,y} = L/150$ e $e_{0,z} = 0$).

Para que fosse possível obter a curva de interacção $N-M_y$ do elemento (não confundir com a curva de interacção da secção), foram realizadas várias análises, onde se foi alterando a relação entre N e M_y .

Para o caso da imperfeição vertical, aplica-se um esforço axial, N , centrado e um momento flector segundo y , M_y , uniforme, sendo este introduzido através de um binário de forças, na medida em que nos nós dos elementos *Solid65* não é permitida a aplicação de momentos. As forças que compõem o binário são designadas por F_1 e são aplicadas como representado na Figura 4.3 a), sendo dadas por

$$F_1 = \frac{M_y}{h}, \quad (4.13)$$

onde h é a altura total da secção do perfil em análise.

No modelo com imperfeição horizontal, para além de um esforço axial, N , e um momento flector segundo y , M_y , tem-se ainda um momento segundo o eixo z que é introduzido através de um binário de forças (Figura 4.3 b)). Este momento é equivalente ao esforço axial multiplicado pela excentricidade segundo o eixo y , sendo o braço entre as duas forças igual à largura do perfil. Estas forças, designadas por F_2 , são dadas por

$$F_2 = \frac{Ne_{0,y}}{b} = \frac{NL}{150b}. \quad (4.14)$$

Note-se que, tanto no modelo com imperfeição vertical, como no modelo com imperfeição horizontal, o esforço axial é dividido em duas parcelas iguais (Figura 4.3), sendo cada uma aplicada num dos extremos da alma, de forma a manter a aplicação de cargas tão simétrica quanto possível.

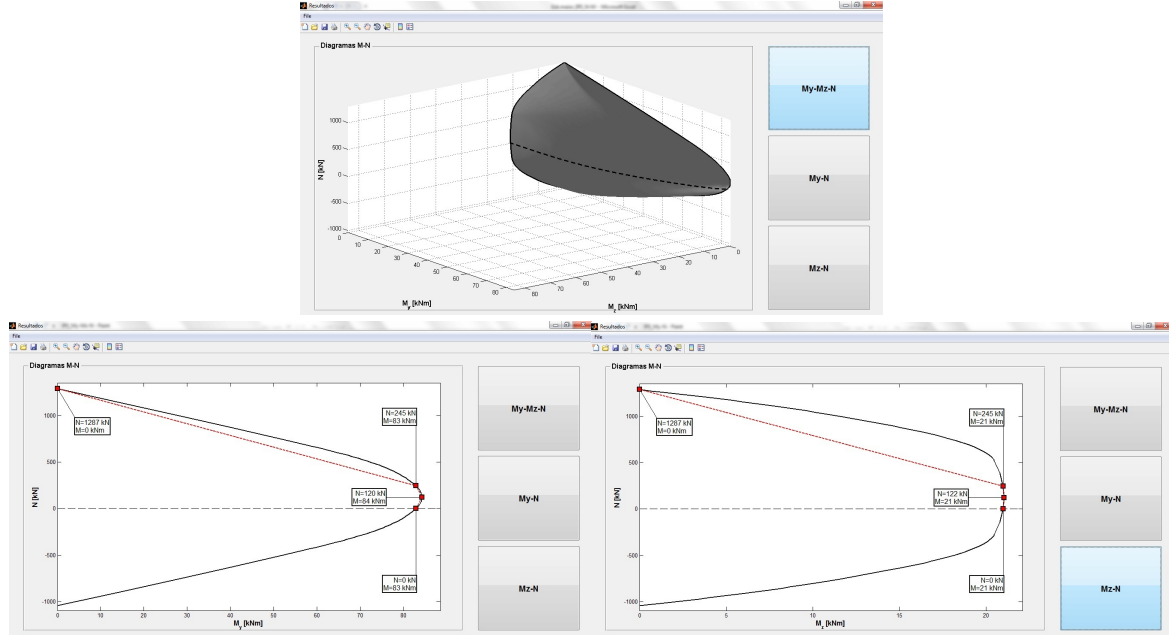


Figura 4.4: Superfície de interacção e curvas de interacção, obtidas pelo programa DRT, para a coluna com perfil IPE200 (Carvalho, 2010).

4.3 Método Simplificado

Será agora explicado o procedimento que foi adoptado para que fosse possível comparar as curvas de interacção N - M_y obtidas através dos modelos de elementos finitos, com as calculadas utilizando o Método Simplificado do EC4, tendo este procedimento sido, também, utilizado por Carvalho (2010).

Para os modelos com imperfeição vertical, as colunas estão sujeitas a flexão recta composta e a verificação é efectuada, segundo o Método Simplificado, de acordo com a equação (2.5), isto é,

$$\frac{M_{y,Ed}^{II}}{\mu_{dy}M_{pl,Rd,y}} \leq 0,9, \quad (4.15)$$

onde $M_{y,Ed}^{II}$ corresponde ao valor de cálculo do momento flector de segunda ordem segundo y e $\mu_{dy}M_{pl,Rd,y}$ corresponde ao momento resistente para o valor de esforço axial aplicado na secção, N_{Ed} , obtido através do programa de cálculo DRT (programa que utiliza diagramas rectangulares de tensão), elaborado por Carvalho (2010) (Figura 4.4 e 4.5). Assim, o momento de segunda ordem é dado por

$$M_{y,Ed}^{II} = (M_{y,Ed}^I + N_{Ed}e_{0,z})k_y, \quad (4.16)$$

sendo $M_{y,Ed}^I$ o valor de cálculo do momento flector de primeira ordem segundo y , $e_{0,z}$ ($L/200$) a máxima amplitude da imperfeição do elemento para o eixo z e k_y o factor de amplificação.

Deste modo, pode obter-se o momento de primeira ordem a partir das duas expressões anteriores, obtendo-se

$$M_{y,Ed}^I \leq \frac{0,9\mu_{dy}M_{pl,Rd,y}}{k_y} - N_{Ed}e_{0,z}. \quad (4.17)$$

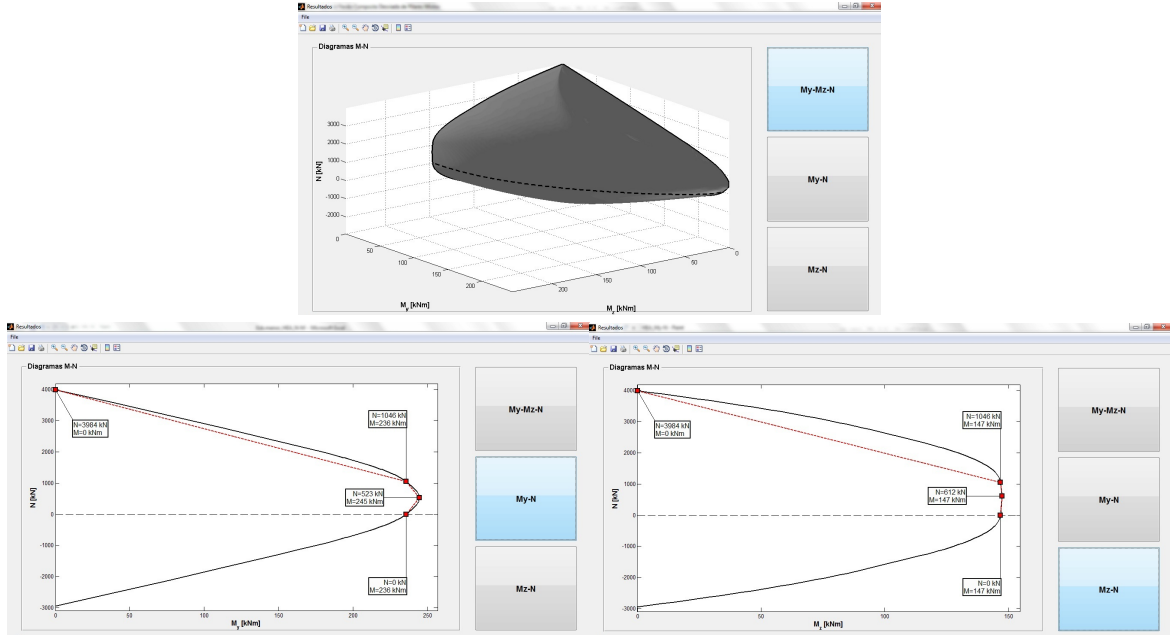


Figura 4.5: Superfície de interacção e curvas de interacção, obtidas pelo programa DRT, para a coluna com perfil HEA200 (Carvalho, 2010).

Uma vez que as colunas em análise são simplesmente apoiadas e sujeitas a momento flector constante, irão ser usadas duas expressões para determinar o valor de k_y . A expressão exacta (em regime elástico) é dada por (Boissonnade *et al.*, 2006)

$$k_y^{exacto} = \frac{1}{\cos\left(\frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}\right)} \quad (4.18)$$

e a expressão recomendada pelo EC4 (regulamentar)

$$k_y^{EC4} = \frac{1,1}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}} \quad (4.19)$$

No que refere aos modelos com imperfeição horizontal, as colunas estão sujeitas a flexão desviada composta, na medida em que ocorre M_z provocado pela imperfeição horizontal. Tendo em conta a expressão (6.47) do EC4 (equação (2.7)) vem que

$$\frac{M_{y,Ed}^{II}}{\mu_{dy} M_{pl,Rd,y}} + \frac{M_{z,Ed}^{II}}{\mu_{dz} M_{pl,Rd,z}} \leq 1,0, \quad (4.20)$$

onde $M_{z,Ed}^{II}$ corresponde ao valor de cálculo do momento flector de segunda ordem segundo o eixo z . Os momentos de segunda ordem são dados pelas seguintes expressões:

$$M_{y,Ed}^{II} = M_{y,Ed}^I k_y \quad (4.21)$$

$$M_{z,Ed}^{II} = N_{Ed} e_{0,y} k_z \quad (4.22)$$

sendo $e_{0,y}$ ($L/150$) a máxima amplitude da imperfeição do elemento para o eixo y .

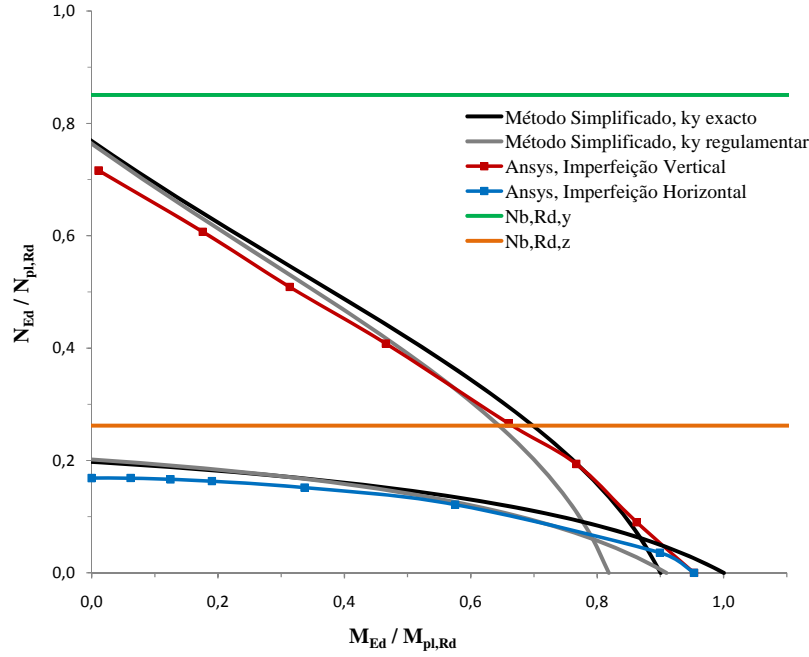


Figura 4.6: Curvas de interacção $N-M_y$, para o perfil IPE200 com $\bar{\lambda}_z = 1,68$.

A partir da equação (4.20) e substituindo os momentos de segunda ordem, obtém-se o momento máximo de primeira ordem segundo o eixo y , para o caso de flexão desviada composta, o qual assume a seguinte forma:

$$M_{y,Ed}^I = \left(1, 0 - \frac{N_{Ed}e_{0,y}k_z}{\mu_{dz}M_{pl,Rd,z}} \right) \frac{\mu_{dy}M_{pl,Rd,y}}{k_y}, \quad (4.23)$$

sendo k_z , assim como k_y , dado por

$$k_z^{exacto} = \frac{1}{\cos\left(\frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}\right)} \quad (4.24)$$

e

$$k_z^{EC4} = \frac{1,1}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}} \quad (4.25)$$

4.4 Análise de resultados

Nas Figuras 4.6 e 4.7 apresentam-se os resultados obtidos, referentes às colunas parcialmente betonadas com um perfil IPE200 com esbelteza maior ($\bar{\lambda}_z = 1,68$) e um perfil HEA200 com esbelteza maior ($\bar{\lambda}_z = 1,88$), respectivamente. Representam-se os resultados do Método Geral (Ansys) e do Método Simplificado, quer para o modelo com imperfeição vertical (equação (4.17)), quer para o modelo com imperfeição horizontal (equação (4.23)). Representam-se, ainda, as rectas horizontais correspondentes a $N_{b,Rd,y}$ e a $N_{b,Rd,z}$.

Da análise destas figuras extraem-se as seguintes conclusões:

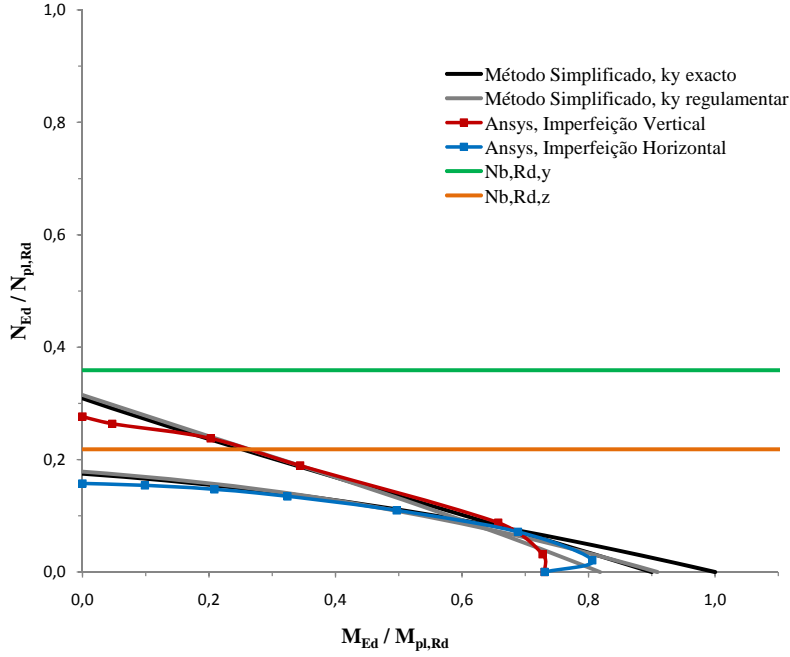


Figura 4.7: Curvas de interacção $N-M_y$, para o perfil HEA200 com $\bar{\lambda}_z = 1,88$.

- i) Para a resistência à compressão pura obtiveram-se, para a coluna com perfil IPE, os resultados apresentados no Quadro 4.6, onde se observa que os valores obtidos pelo Método Simplificado, para k_y^{exacto} e k_y^{EC4} , são inferiores ao valor de $N_{b,Rd,y}$ em cerca de 9,6% e 10,1%, respectivamente, para o caso de imperfeição vertical e ao valor de $N_{b,Rd,z}$ em 24,7% e 23,1%, respectivamente, para o caso de imperfeição horizontal. Quanto à coluna com perfil HEA, obtiveram-se os resultados que se encontram no Quadro 4.7, onde mais uma vez se observa que os valores obtidos pelo Método Simplificado, para k_y^{exacto} e k_y^{EC4} , são inferiores ao valor de $N_{b,Rd,y}$ em 18,9% e 12,2%, respectivamente (para o caso de imperfeição vertical) e ao valor de $N_{b,Rd,z}$ em cerca de 19,9% e 18,3%, respectivamente (para o caso de imperfeição horizontal). É expectável, que exista uma diferença entre os valores de $N_{b,Rd}$ e os valores do Método Simplificado, uma vez que se está a utilizar imperfeição constante e não sinusoidal. No entanto, conforme demonstrado por Carvalho (2010), mesmo a utilização de uma imperfeição sinusoidal conduz a uma resistência do elemento menor do que a que se obtém através das curvas de dimensionamento de colunas. É possível concluir que as maiores discrepâncias ocorrem quando a imperfeição é horizontal. Como é lógico, existe uma diferença significativa entre os valores da resistência à compressão pura com imperfeição vertical e com imperfeição horizontal, sendo a resistência muito menor para imperfeição horizontal, principalmente no modelo com perfil IPE, o que é característico deste tipo de perfis (relação I_y/I_z elevada).
- ii) No que diz respeito aos momentos resistentes em flexão pura, os valores alcançados para a coluna com perfil IPE encontram-se no Quadro 4.8. Podemos observar que, no caso da imperfeição vertical, o resultado obtido pelo Ansys ultrapassa ambos os resultados do Método Simplificado. Contudo, isto já não se verifica no modelo com imperfeição horizontal, uma vez que neste caso o resultado do Ansys encontra-se acima

Capítulo 4. Estudo paramétrico

Quadro 4.6: Resultados obtidos para a resistência à compressão pura, para o perfil IPE200 com esbelteza maior.

	k_y^{exacto}	k_y^{EC4}	$N_{b,Rd}$	Ansys
Imperfeição Vertical	989,44 kN	983,67 kN	1094,71 kN	921,92 kN
Imperfeição Horizontal	254,28 kN	259,59 kN	337,61 kN	217,32 kN

Quadro 4.7: Resultados obtidos para a resistência à compressão pura, para o perfil HEA200 com esbelteza maior.

	k_y^{exacto}	k_y^{EC4}	$N_{b,Rd}$	Ansys
Imperfeição Vertical	1231,82 kN	1255,59 kN	1430,31 kN	1102,45 kN
Imperfeição Horizontal	696,76 kN	711,36 kN	870,23 kN	626,96 kN

Quadro 4.8: Resultados obtidos para os momentos resistentes em flexão pura, para o perfil IPE200 com esbelteza maior.

	k_y^{exacto}	k_y^{EC4}	Ansys
Imperfeição Vertical	74,62 kNm	67,84 kNm	79 kNm
Imperfeição Horizontal	82,91 kNm	75,37 kNm	79 kNm

do relativo a k_y^{EC4} (diferença de 4,6%) e abaixo do relativo a k_y^{exacto} (diferença de 4,7%). Chama-se contudo a atenção para o facto de se ter o factor $\alpha_M = 0,9$ na equação (4.17) (imperfeição vertical) e não na equação (4.23) (imperfeição horizontal), o que quer dizer que as duas equações não são equivalentes para $N = 0$, sendo a primeira naturalmente condicionante. Por outro lado, a expressão regulamentar de k_y^{EC4} conduz a uma amplificação de momento de 1,1 para $N = 0$, o que está conceptualmente errado. De facto, os resultados obtidos com k_y^{exacto} e imperfeição vertical estão em excelente acordo com os resultados do Ansys, registando-se uma diferença de 5,5%. Relativamente à coluna com perfil HEA, os resultados obtidos encontram-se no Quadro 4.9, onde podemos observar que, ao contrário do que acontecia para a coluna com perfil IPE, o resultado obtido pelo Ansys fica abaixo dos obtidos pelo Método Simplificado, tanto para o modelo com imperfeição vertical, como para o modelo com imperfeição horizontal. Neste caso, os resultados obtidos com k_y^{exacto} e imperfeição vertical registaram uma diferença de 18,8%. É de referir que, neste modelo, para o caso de flexão pura, as curvas carga-deslocamento não apresentam um ponto limite (ver o gráfico da direita das Figuras A.5 e A.6 do Anexo A).

- iii) Quando comparamos os resultados obtidos com o Método Geral (Ansys) e o Método Simplificado, observa-se que a resistência do elemento fornecida pelo Ansys é inferior

Quadro 4.9: Resultados obtidos para os momentos resistentes em flexão pura, para o perfil HEA200 com esbelteza maior.

	k_y^{exacto}	k_y^{EC4}	Ansys
Imperfeição Vertical	212,16 kNm	192,88 kNm	172,19 kNm
Imperfeição Horizontal	235,74 kNm	214,31 kNm	172,19 kNm

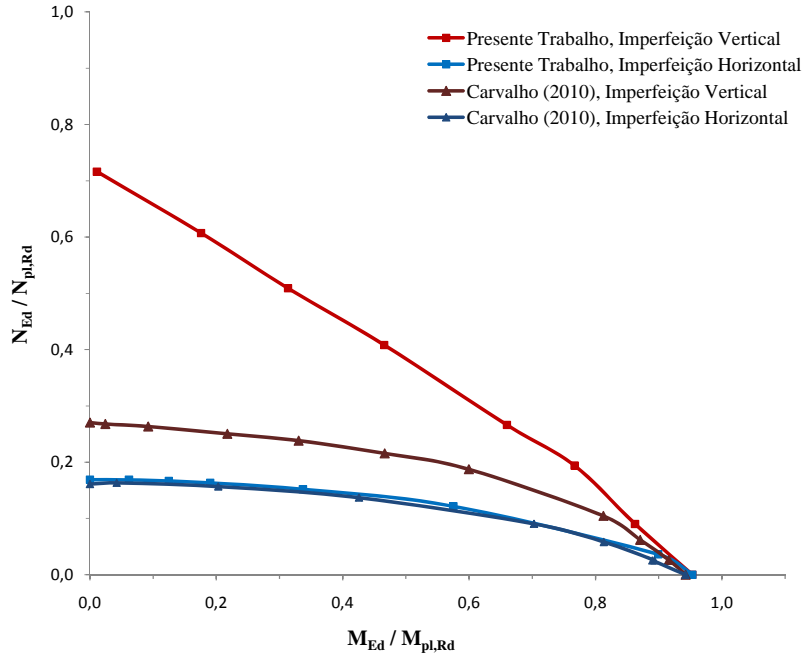


Figura 4.8: Curvas de interacção $N-M_y$, para o perfil IPE200 com $\bar{\lambda}_z = 1,68$, obtidas pelo Ansys, no âmbito desta dissertação e por Carvalho (2010).

à obtida pelo Método Simplificado, particularmente para valores reduzidos de M_y e imperfeição horizontal.

Como já foi referido na secção 4.1, a coluna com perfil IPE200 e esbelteza maior, foi também estudada por Carvalho (2010). De forma a ser possível comparar os resultados obtidos pelo Ansys, no âmbito desta dissertação, com os obtidos por Carvalho (2010), apresentam-se na Figura 4.8 ambos os resultados. Da análise da Figura 4.8 observa-se que, para o modelo com imperfeição horizontal, se tem uma boa concordância ao longo de toda a curva. No entanto, para o modelo com imperfeição vertical, na zona de compressão pura isto não se verifica, tendo-se uma diferença de aproximadamente 62%. Esta diferença pode estar relacionada com a presença de imperfeições horizontais no modelo de Carvalho (2010).

As Figuras 4.9 e 4.10 apresentam os resultados, para a esbelteza menor ($\bar{\lambda}_z = 0,72$ e $\bar{\lambda}_z = 0,65$), respectivamente para o perfil IPE e para o perfil HEA. Note-se que na Figura 4.10 podem-se observar algumas irregularidades, o que se pode justificar devido ao facto de nas curvas carga-deslocamento (Anexo A, Figuras A.7 e A.8) referentes a este modelo, não se registar um ponto limite.

Da análise destas Figuras podem-se extrair as seguintes conclusões:

- i) Para a resistência à compressão pura, os resultados obtidos para a coluna com perfil IPE são apresentados no Quadro 4.10 e para a coluna com perfil HEA, os resultados obtidos encontram-se no Quadro 4.11, podendo concluir-se, mais uma vez, que os valores do Método Simplificado, para k_y^{exacto} e k_y^{EC4} , são inferiores aos valores de $N_{b,Rd}$: 7,4% e 6,7% (IPE) e 5,7% e 6,3% (HEA), respectivamente, para imperfeição vertical e 7,3% e 7,2% (IPE) e 2,3% e 2,4% (HEA), respectivamente, para imperfeição horizontal. Quanto aos valores obtidos pelo Método Geral (Ansys), ao contrário do que se tinha observado

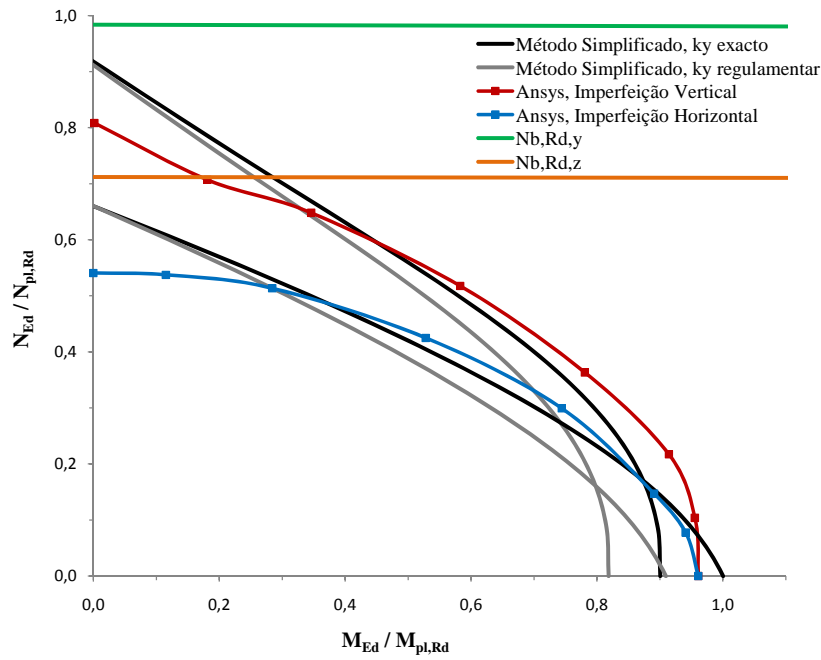


Figura 4.9: Curvas de interacção $N-M_y$, para o perfil IPE200 com $\bar{\lambda}_z = 0,72$.

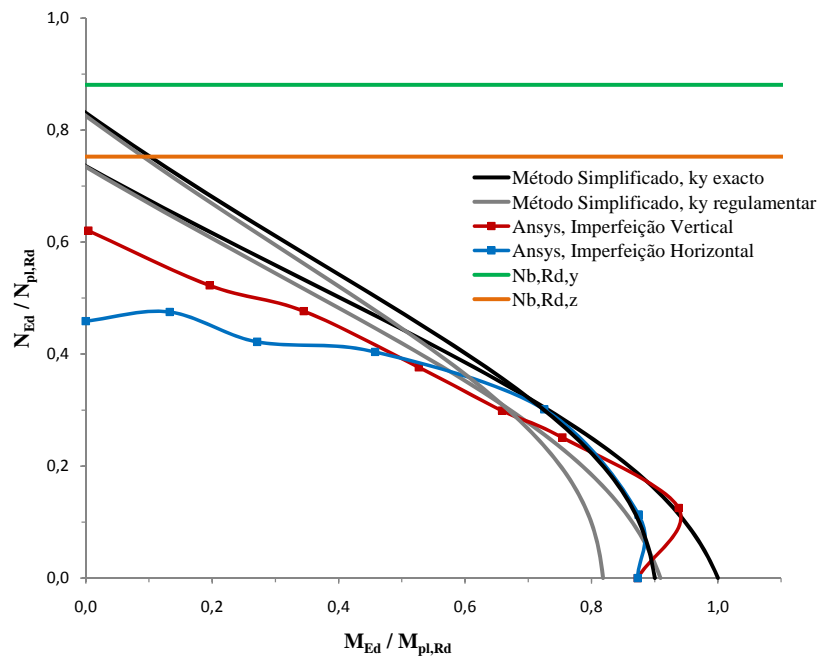


Figura 4.10: Curvas de interacção $N-M_y$, para o perfil HEA200 com $\bar{\lambda}_z = 0,65$.

4.4. Análise de resultados

Quadro 4.10: Resultados obtidos para a resistência à compressão pura, para o perfil IPE200 com esbelteza menor.

	k_y^{exacto}	k_y^{EC4}	$N_{b,Rd}$	Ansys
Imperfeição Vertical	1181,57 kN	1172,96 kN	1266,37 kN	1040,48 kN
Imperfeição Horizontal	849,86 kN	850,05 kN	916,22 kN	695,82 kN

Quadro 4.11: Resultados obtidos para a resistência à compressão pura, para o perfil HEA200 com esbelteza menor.

	k_y^{exacto}	k_y^{EC4}	$N_{b,Rd}$	Ansys
Imperfeição Vertical	3309,24 kN	3286,65 kN	3509,25 kN	2471,83 kN
Imperfeição Horizontal	2929,93 kN	2926,88 kN	2998,16 kN	1828,42 kN

Quadro 4.12: Resultados obtidos para os momentos resistentes em flexão pura, para o perfil IPE200 com esbelteza menor.

	k_y^{exacto}	k_y^{EC4}	Ansys
Imperfeição Vertical	74,62 kNm	67,84 kNm	79,64 kNm
Imperfeição Horizontal	82,91 kNm	75,37 kNm	79,64 kNm

para a esbelteza maior, as diferenças relativamente aos valores obtidos pelo Método Simplificado são um pouco mais significativas. Também aqui se observa uma diferença significativa entre os valores de compressão pura obtidos pelo Método Simplificado com imperfeição vertical e com imperfeição horizontal, sendo mais uma vez esta diferença mais significativa para a imperfeição horizontal.

- ii) Para o caso dos momentos resistentes em flexão pura, os valores obtidos para a coluna com perfil IPE são apresentados no Quadro 4.12. Tal como já se tinha verificado no modelo com esbelteza maior, para imperfeição vertical o resultado obtido pelo Ansys ultrapassa ambos os resultados do Método Simplificado e para imperfeição horizontal tal já não se verifica, uma vez que neste caso o resultado do Ansys encontra-se acima do relativo a k_y^{EC4} (diferença de 5,4%) e abaixo do relativo a k_y^{exacto} (diferença de 3,9%). As razões para estas diferenças são as mesmas que foram apresentadas para o caso anterior. De facto, os resultados obtidos com k_y^{exacto} e imperfeição vertical estão em excelente acordo com os resultados do Ansys, registando-se uma diferença de 6,3%. No que diz respeito, à coluna com perfil HEA, os resultados obtidos encontram-se no Quadro 4.13 de onde se pode concluir que neste modelo os resultados são semelhantes aos do perfil IPE. Para imperfeição vertical, o resultado obtido pelo Ansys encontra-se acima do relativo a k_y^{EC4} (diferença de 6,3%) e abaixo do relativo a k_y^{exacto} (diferença de 3%).
- iii) Tal como nos casos de estudo anteriores, também aqui se observa que para valores reduzidos de M_y a resistência do elemento, fornecida pelo Método Geral (Ansys) é inferior à obtida pelo Método Simplificado. Também aqui essa diferença é mais pronunciada para os modelos com imperfeição horizontal.

Da análise realizada podemos concluir que, para todos os modelos, observam-se diferenças

Quadro 4.13: Resultados obtidos para os momentos resistentes em flexão pura, para o perfil HEA200 com esbelteza menor.

	k_y^{exacto}	k_y^{EC4}	Ansys
Imperfeição Vertical	212,16 kNm	192,88 kNm	205,79 kNm
Imperfeição Horizontal	235,74 kNm	214,31 kNm	205,79 kNm

entre o Método Geral e o Método Simplificado, principalmente, na zona de esforço axial elevado e de momentos flectores segundo y reduzidos, sendo este problema mais evidente nos modelos com imperfeição horizontal, ou seja, quando se tem, também, momento flector segundo o eixo de menor inércia da secção.

De forma a se poder avaliar a influência do comportamento tridimensional das colunas, todos os modelos em compressão pura foram contraventados, horizontalmente ou verticalmente. Nas Figuras 4.11 e 4.12 apresentam-se as curvas carga-deslocamento obtidas para as colunas com perfil IPE200 e HEA200, respectivamente. Da análise destas Figuras podemos constatar que, para os modelos com perfil IPE200, os valores obtidos para os modelos contraventados são praticamente coincidentes com os obtidos para os modelos não contraventados. No caso dos modelos com perfil HEA200, as diferenças são um pouco mais significativas, obtendo-se em geral cargas de colapso superiores, principalmente no modelo com esbelteza maior e imperfeição vertical. Neste caso observa-se que, para o modelo não contraventado, surgem deslocamentos laterais perto do ponto limite (ver Figura 4.13), mostrando que o modo de encurvadura é em torno do eixo z . Como é lógico, este modo desaparece no modelo contraventado, o que faz com que se obtenha uma resistência significativamente maior. Por outro lado, nos modelos com esbelteza menor, apesar de não se registar uma alteração do eixo de encurvadura, o contraventamento permite alcançar cargas de colapso superiores, o que mostra que existem problemas de convergência.

Uma vez que se observa uma diferença significativa entre os resultados obtidos pelo Método Geral e os obtidos pelo Método Simplificado, averiguou-se quais os parâmetros que poderiam ser alterados, no Método Simplificado, de forma a aproximar os resultados fornecidos pelos dois métodos para compressão pura. Assim, está-se a “diminuir” a resistência do Método Simplificado, até que coincida com a fornecida pelo Método Geral. Refira-se que se utilizou para referência os valores do Método Geral obtidos para os modelos contraventados, uma vez que representam melhor a resistência da coluna à encurvadura em torno de cada eixo de flexão. Desta forma, sugere-se a diminuição do coeficiente relativo à fendilhação no betão, $K_{e,II}$, utilizado para o cálculo da rigidez efectiva de segunda ordem da secção, ver equação (2.10), e se necessário, o coeficiente de calibração K_0 da mesma equação. Os valores obtidos são apresentados no Quadro 4.14, verificando-se que, para todos os modelos que apresentam uma esbelteza inferior a 1, é necessário considerar $K_{e,II} = 0$ e diminuir também K_0 , sendo que quanto mais baixa for a esbelteza, mais baixo é o valor de K_0 . Para os modelos com esbelteza superior a 1, observa-se que diminuindo só o valor de $K_{e,II}$ é suficiente para se ajustar os valores dos dois métodos, sendo que mais uma vez quanto menor for a esbelteza mais se diminui o valor de $K_{e,II}$. Na Figura 4.14, apresentam-se as curvas de $K_{e,II}$ e K_0 em função da esbelteza da coluna, onde se pode observar o exposto anteriormente. Nas Figuras 4.15 e 4.16 apresentam-se as curvas de interacção $N-M_y$ após as alterações apresentadas no Quadro 4.14.

De seguida, para “restaurar” os valores da resistência à compressão pura do Método Simplificado, isto é, valores idênticos aos obtidos antes da diminuição dos coeficientes, procedeu-se

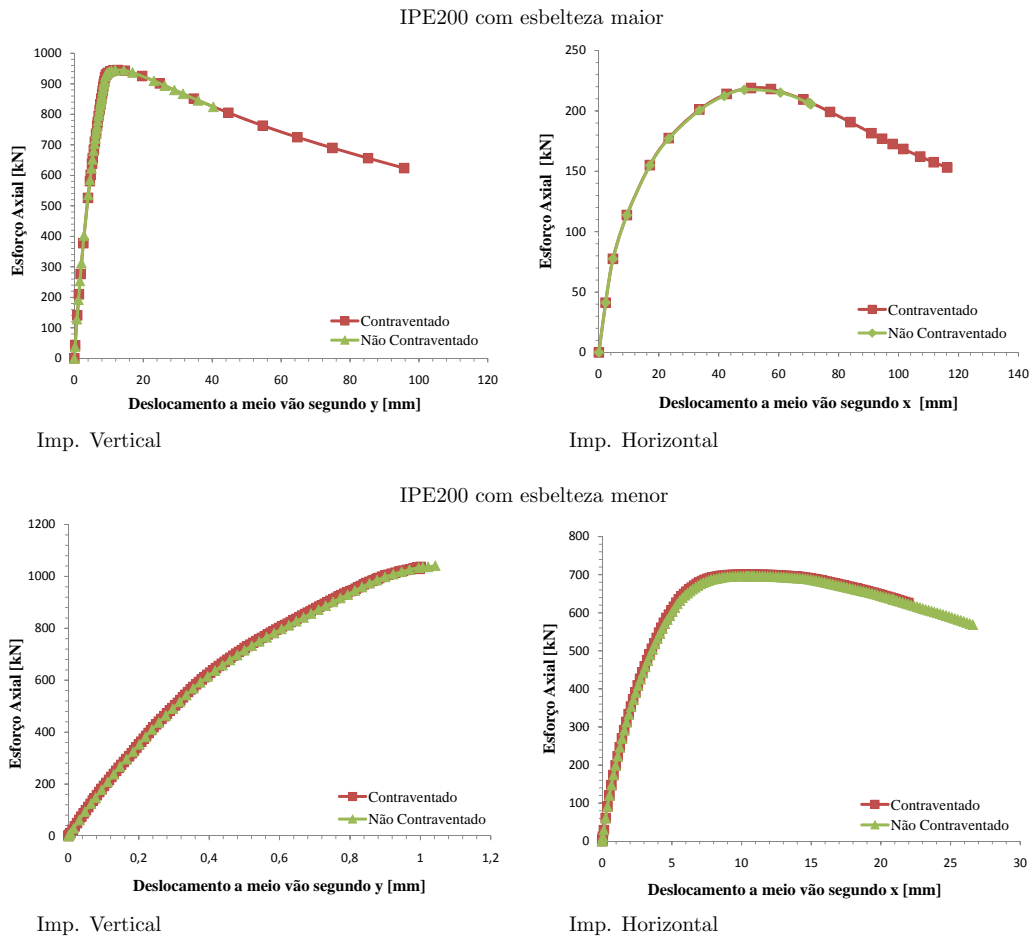


Figura 4.11: Curvas carga-deslocamento para a coluna, contraventada e não contraventada, com perfil IPE200.

Quadro 4.14: Valores de $K_{e,II}$ e K_0 para se ter um ajuste entre os valores do Método Simplificado e do Método Geral.

Características	IPE200		HEA200	
	$\bar{\lambda}$ Maior	$\bar{\lambda}$ Menor	$\bar{\lambda}$ Maior	$\bar{\lambda}$ Menor
$\bar{\lambda}_y$	0,57	0,25	1,46	0,51
$K_{e,II,y}$	0	0	0,5	0
$K_{0,y}$	0,8	0,103	0,9	0,435
$\bar{\lambda}_z$	1,68	0,72	1,88	0,65
$K_{e,II,z}$	0,21	0	0,31	0
$K_{0,z}$	0,9	0,83	0,9	0,525

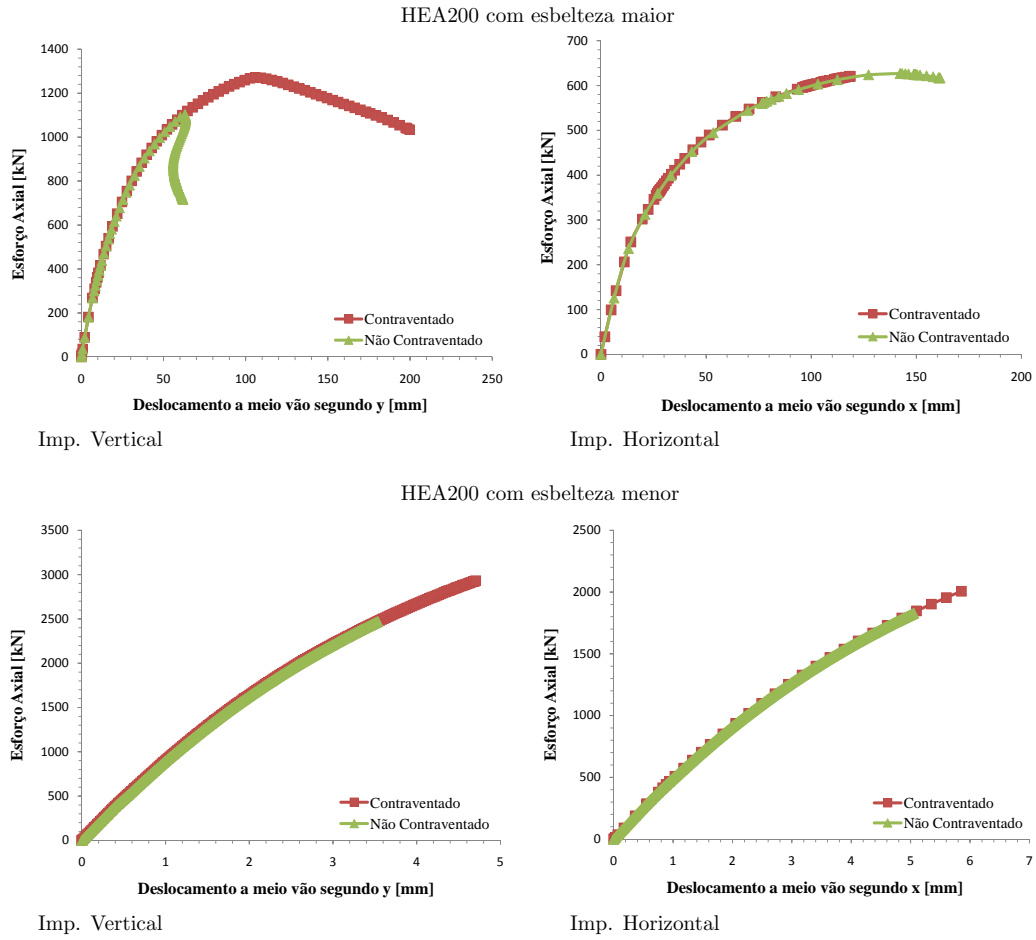


Figura 4.12: Curvas carga-deslocamento para a coluna, contraventada e não contraventada, com perfil HEA200.

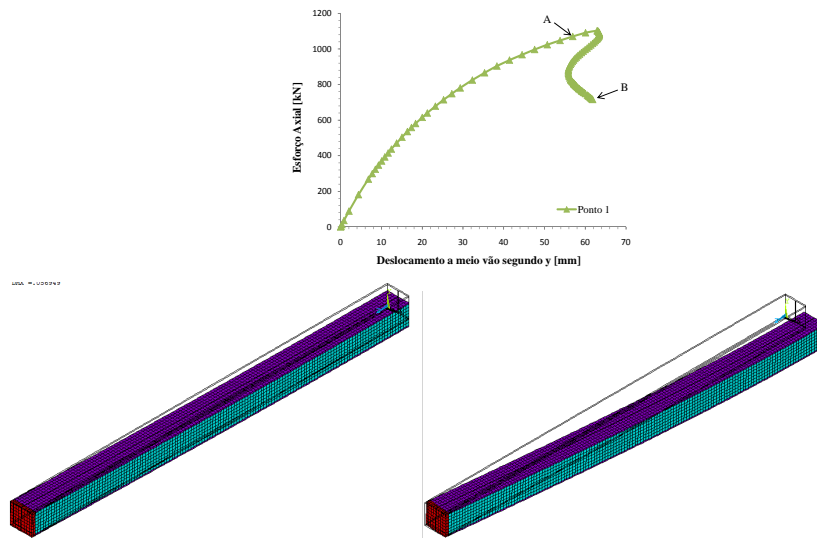


Figura 4.13: Curva carga-deslocamento (não contraventada) e deformadas correspondentes ao ponto A e B, respectivamente, para a coluna com perfil HEA200 e esbelteza maior.

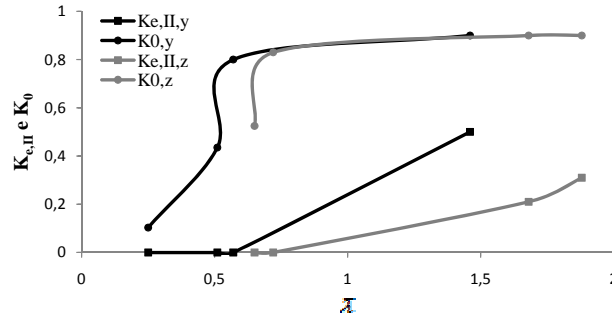


Figura 4.14: Curvas de $K_{e,II}$ e K_0 em função da esbelteza da coluna.

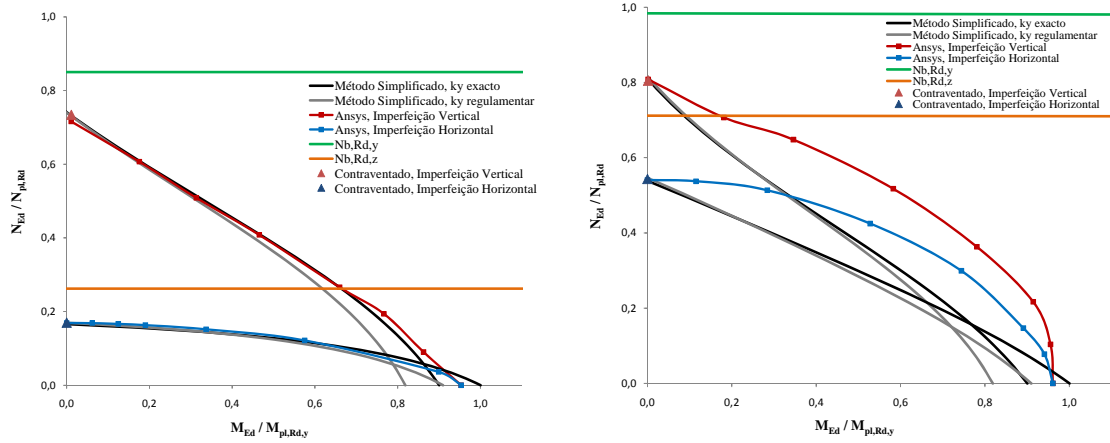


Figura 4.15: Curvas de interação $N-M_y$ para o perfil IPE200 com esbelteza maior e esbelteza menor, respectivamente, após diminuição de $K_{e,II}$.

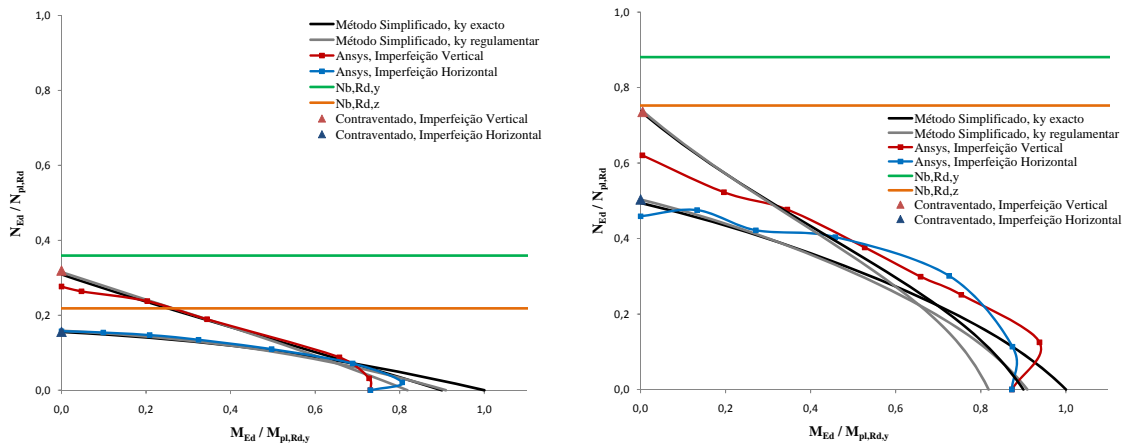


Figura 4.16: Curvas de interação $N-M_y$ para o perfil HEA200 com esbelteza maior e esbelteza menor, respectivamente, após diminuição de $K_{e,II}$.

Quadro 4.15: Resultados dos valores das esbeltezas após terem sido diminuídas.

Características	IPE200		HEA200	
	$e_{0,y}$	$e_{0,z}$	$e_{0,y}$	$e_{0,z}$
$\bar{\lambda}$ Maior	L/360	L/220	L/300	L/200
$\bar{\lambda}$ Menor	L/300	L/510	0	L/360

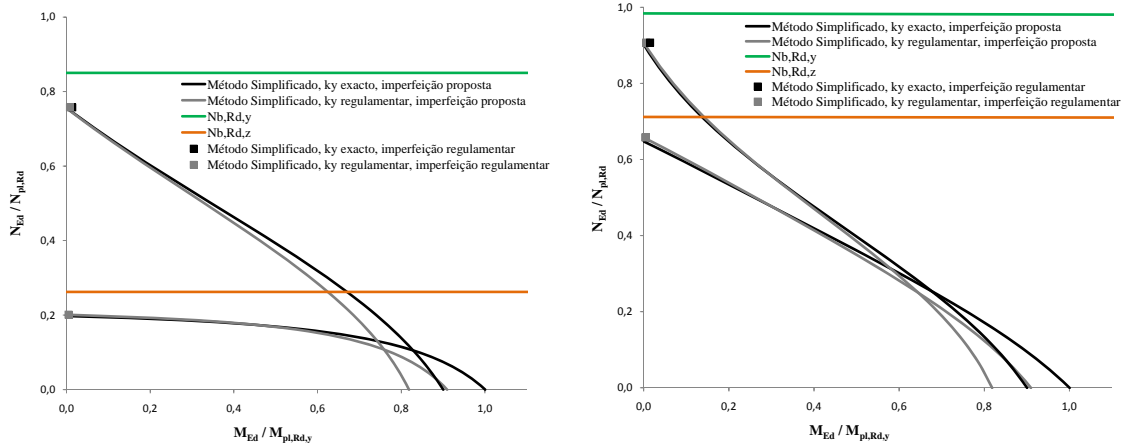


Figura 4.17: Curvas de interacção $N-M_y$ para o perfil IPE200 com esbelteza maior e esbelteza menor, respectivamente, após diminuição das esbeltezas.

à diminuição das imperfeições. Deste modo, em vez de $e_{0,y} = L/150$ e $e_{0,z} = L/200$, irá ter-se um valor de $e_{0,y}$ e $e_{0,z}$ ajustado a cada um dos modelos. Assim, para os modelos analisados obtiveram-se os valores apresentados no Quadro 4.15, sendo apresentadas nas Figuras 4.17 e 4.18 as curvas de interacção $N-M_y$ após estas alterações. Note-se que o modelo com esbelteza menor e perfil HEA200 é o que apresenta a maior diminuição do valor da imperfeição segundo y (encurvadura em torno de z), sendo esta zero e mesmo assim não se consegue atingir um ajuste entre os valores (ver o gráfico da direita da Figura 4.18). Tal é devido ao facto de, ao diminuir $K_{e,II}$, também se diminuiu $N_{cr,II,z}$, passando este a ser inferior à resistência dada pelo Método Simplificado (com imperfeição regular). Contudo, recorde-se que as curvas carga-deslocamento associadas a este modelo não apresentam um ponto limite, como se pode ver no Anexo A, Figura A.8, o que significa que os valores obtidos com o Método Geral podem estar a subestimar a resistência da coluna à encurvadura. Consequentemente, os valores propostos para os coeficientes $K_{e,II}$ e K_0 poderiam ser mais elevados e conduzir a uma imperfeição diferente de zero.

Quando é apresentada a lei constitutiva do betão (artigo 3.1.5 do EC2), esta surge com a utilização dos valores médios (f_{cm} e E_{cm}), mas de acordo com a cláusula 5.8.6 (3) do mesmo Eurocódigo, quando se utilizam diagramas de tensões-extensões baseados em valores de cálculo (com f_{cd} e E_{cd}), a análise fornece directamente o valor de cálculo da acção última. No entanto, no EC4 nada é dito quanto a este facto, uma vez que apenas remete para o artigo 3.1.5 do EC2. Assim, foram mais uma vez executadas análises, para todos os modelos em compressão pura, quer os não contraventados, quer os contraventados, mas utilizando a lei constitutiva com os valores médios. É importante lembrar que, como já foi referido na secção 3.2, o modelo constitutivo MISO não permite a consideração de declives negativos, pelo

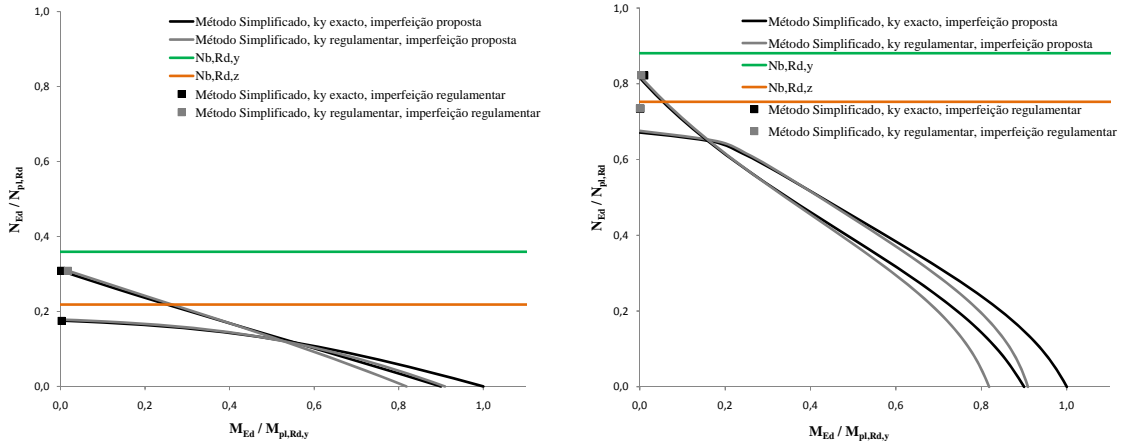


Figura 4.18: Curvas de interacção $N-M_y$ para o perfil HEA200 com esbelteza maior e esbelteza menor, respectivamente, após diminuição das esbeltezas.

que o troço descendente depois da tensão de pico é substituído por um patamar horizontal (a tensão é considerada constante). Quanto ao esmagamento do betão, este foi mais uma vez desactivado. Posto isto, nas Figuras 4.19 e 4.20, apresentam-se as curvas carga-deslocamento obtidas para as colunas com perfil IPE200 e HEA200, respectivamente. Da análise destas Figuras podemos constatar que, com a utilização de f_{cm} , ocorre uma melhoria significativa nos resultados obtidos, sendo que para todos os modelos não contraventados os resultados dão semelhantes aos resultados obtidos pelo Método Simplificado. A maior diferença ocorre para o modelo com perfil IPE200, esbelteza maior e imperfeição vertical, em que os valores obtidos com f_{cm} são superiores aos do Método Simplificado em aproximadamente 11,3%. A única excepção, ao apresentado anteriormente, ocorre mais uma vez para o modelo com perfil HEA200 e esbelteza menor, em que mesmo assim os resultados são inferiores aos do Método Simplificado aproximadamente em 34% (imperfeição vertical) e em 26% (imperfeição horizontal) (e mais uma vez as curvas não apresentam um ponto limite). É importante, não esquecer, que apesar de os resultados com f_{cm} serem melhores em cerca de 10% a 20% do que os resultados com f_{cd} , a resistência do betão está a ser sobrestimado, uma vez que o esmagamento (apresentado na secção 3.2) está desactivado e se está a utilizar os valores médios na sua lei constitutiva.

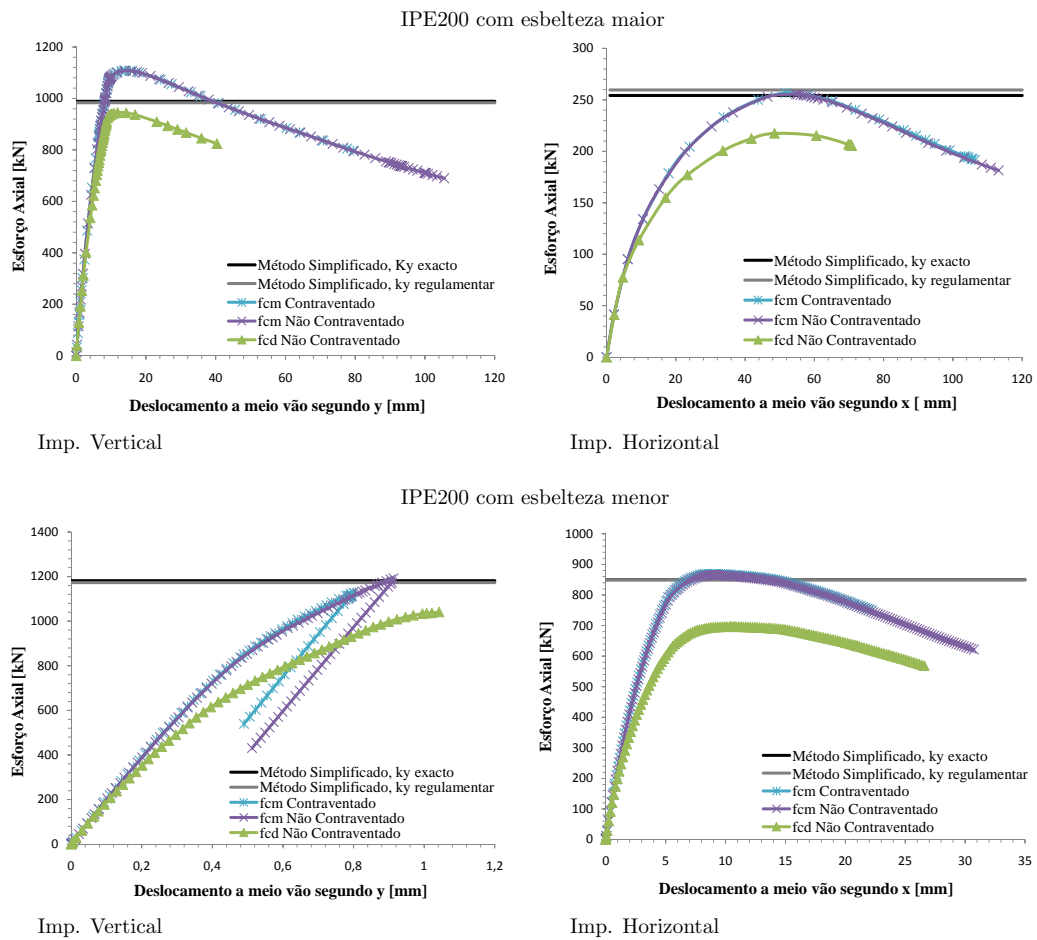


Figura 4.19: Curvas carga-deslocamento para a coluna com perfil IPE200, contraventada e não contraventada, com valor de f_{cm} e para a coluna não contraventada com valor de f_{cd} .

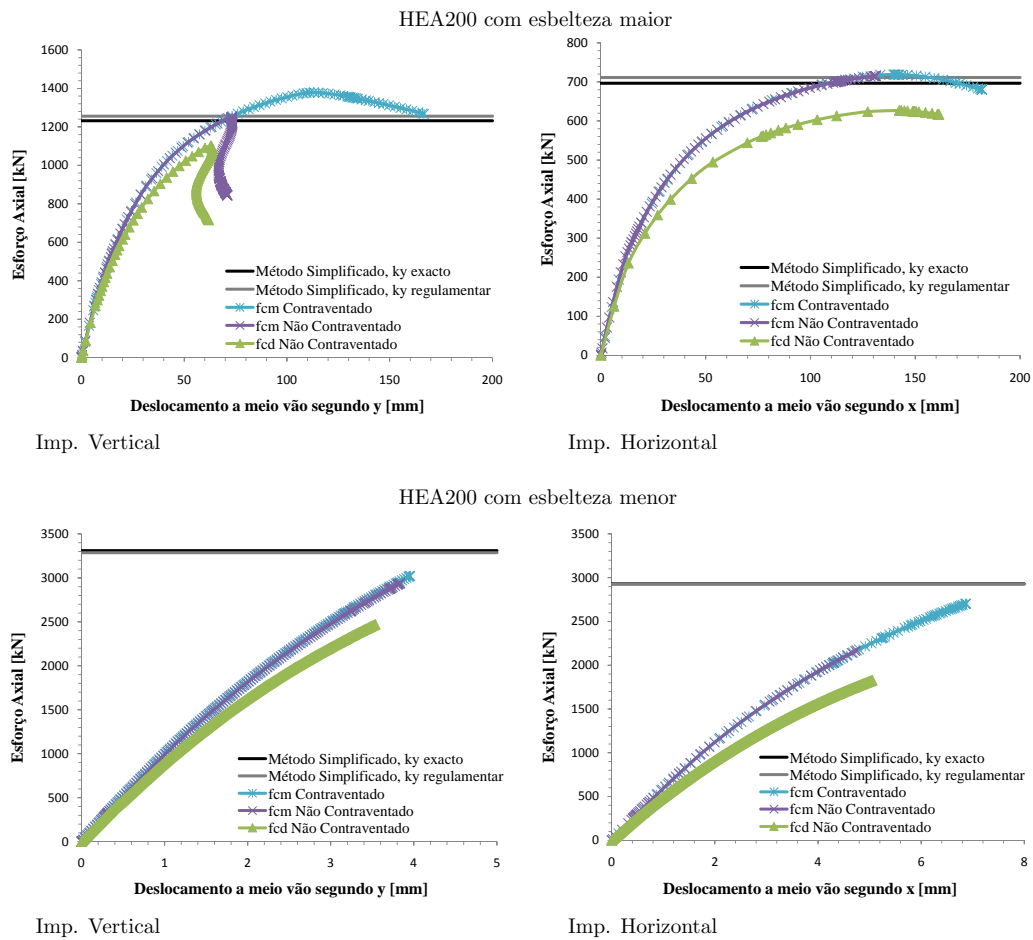


Figura 4.20: Curvas carga-deslocamento para a coluna com perfil HEA200, contraventada e não contraventada, com valor de f_{cm} e para a coluna não contraventada com valor de f_{cd} .

Capítulo 5

Conclusões e desenvolvimentos futuros

5.1 Conclusões

A presente dissertação abordou a avaliação da resistência à encurvadura de colunas mistas parcialmente betonadas através das metodologias apresentadas no EC4 e a realização de modelos de elementos finitos segundo o Método Geral do EC4. Os estudos realizados permitiram extrair as conclusões que se encontram sumarizadas no presente Capítulo.

O Capítulo 3 abordou a modelação numérica de colunas mistas através do programa de elementos finitos Ansys. Tendo sido realizados dois exemplos de validação extraídos de Elghazouli e Treadway (2008), nomeadamente uma viga sujeita à flexão simples (C20Y0) e uma coluna sujeita à flexão recta composta (C20Y2). No primeiro caso (viga C20Y0), os resultados obtidos com o Ansys foram comparados com os obtidos por Elghazouli e Treadway (2008) (experimentalmente) e por Carvalho (2010) (numericamente), tendo-se registado uma boa concordância. Contudo, à semelhança de Carvalho (2010), não se obtiveram resultados muito além da fase linear. No que se refere aos resultados obtidos para a coluna C20Y2, também estes foram comparados com os obtidos experimentalmente por Elghazouli e Treadway (2008). Observou-se uma boa concordância no início do carregamento, mas uma progressiva perda de rigidez do modelo numérico, o qual atinge a carga máxima sensivelmente abaixo (6%) do valor experimental.

No Capítulo 4 foi efectuado um estudo paramétrico compreendendo quatro colunas mistas parcialmente betonadas, sendo duas com um perfil IPE e duas com um perfil HEA, tendo-se variado o valor da esbelteza relativa. Todas as colunas foram sujeitas a flexão recta composta e, posteriormente, flexão desviada composta. Estas foram analisadas segundo o Método Geral, utilizando o programa de elementos finitos Ansys, e segundo o Método Simplificado. Foram comparadas as curvas de interacção $N-M_y$ obtidas com cada método, de onde se tiraram as seguintes conclusões:

1. Verificou-se que a direcção em que é considerada a imperfeição geométrica tem uma influência significativa nos resultados. Observou-se que a consideração de uma imperfeição horizontal faz com que se tenha uma maior diminuição da resistência à encurvadura, assim como também já tinha sido observado por Carvalho (2010).
2. Verificou-se que existem diferenças significativas entre as curvas de interacção $N-M_y$ obtidas pelo Método Geral (Ansys) e Método Simplificado, com o primeiro a fornecer valores mais baixos, principalmente na zona de M_y reduzido. Constatou-se não ocorrerem diferenças qualitativas entre o comportamento dos perfis IPE e HEA. Por outro

lado, a esbelteza relativa tem bastante influência no comportamento, tendo-se observado que, para os modelos com esbelteza menor, as diferenças encontradas entre os dois métodos foram mais significativas. Observou-se também que, para estes modelos, foi difícil alcançar bons resultados com o Ansys, principalmente para o modelo com perfil HEA, como se pode observar nas curvas carga-deslocamento apresentadas no Anexo A (Figura A.7 e A.8).

3. Quando as colunas foram contraventadas, quer horizontalmente, quer verticalmente, a resistência em compressão pura obtida pelo Método Geral para o perfil IPE coincidiu com a obtida quando as colunas não são contraventadas. Para o perfil HEA, para a esbelteza maior e imperfeição vertical registou-se uma resistência significativamente superior, dado que o modo de encurvadura no caso não contraventado envolvia deslocamentos laterais. Para a esbelteza menor, as resistências do modelo contraventado foram superiores às do modelo não contraventado.
4. Mostrou-se que, para haver uma boa concordância entre o Método Geral e o Método Simplificado, uma possível solução é diminuir os coeficientes $K_{e,II}$ e K_0 , utilizados para o cálculo da rigidez efectiva de segunda ordem da secção. Sugere-se, também, uma diminuição do valor das imperfeições ($e_{0,y}$ e $e_{0,z}$), de modo a obter os valores da resistência à compressão pura do Método Simplificado (sem diminuição dos valores de $K_{e,II}$ e K_0).
5. No Método Geral, quando se utilizou o valor médio da tensão de rotura do betão à compressão (f_{cm}), em vez do valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão (f_{cd}), observou-se um incremento da resistência, entre 10% e 20%, conduzindo a resultados semelhantes aos do Método Simplificado, à excepção do modelo com perfil HEA e esbelteza menor, em que mesmo assim os resultados deram inferiores aos do Método Simplificado. É importante não esquecer, como já foi referido anteriormente, que os resultados obtidos pelo Ansys para este modelo não apresentam pontos limite. No entanto, estamos perante uma inconsistência entre os métodos recomendados pelo EC4, na medida em que no Método Simplificado utilizam-se valores de dimensionamento e no Método Geral empregam-se valores médios.

5.2 Desenvolvimentos futuros

Como foi referido na secção anterior, existe uma certa inconsistência entre o Método Simplificado e o Método Geral. Esta é a principal conclusão da presente Dissertação e, naturalmente, propõe-se para desenvolvimento futuro a resolução do problema. Tal como foi demonstrado na presente Dissertação, uma possível via consiste em reduzir os coeficientes $K_{e,II}$ e K_0 , bem como as imperfeições equivalentes. No entanto, para o efeito é necessário dispor de ferramentas numéricas mais eficientes e/ou modelos numéricos mais simples. O desenvolvimento de uma ferramenta deste tipo é uma tarefa que se propõe para desenvolvimento futuro. A este respeito, como foi mencionado na secção 3.1, salienta-se que diversos autores propuseram já modelos unidimensionais para colunas mistas (Pi *et al.*, 2006a, b; Aly *et al.*, 2010; Valipour e Foster, 2010; Vrcelj e Uy, 2002; Zhao *et al.*, 2009). Conforme demonstrado por Carvalho (2010), os modelos bidimensionais oferecem também algumas vantagens do ponto de vista do esforço computacional.

Bibliografia

- Adina R.D. Inc., 2010. *Theory and Modeling Guide Volume I: ADINA Solids & Structures Model Definition*, Estados Unidos da América.
- Aly, T., Thayalan, P., Elchalakani, M., Patnaikuni, I., 2010. Theoretical study on concrete-filled steel tubes under static and variable repeated loadings. *Journal of Constructional Steel Research*, 66:111-124.
- Ansys Inc., 2004. *Ansys Inc. Theory Reference*, Estados Unidos da América.
- Boissonnade, N., Greiner, R., Jaspart, J. P. e Linder, J., 2006. *Rules for member stability in EN 1993-1-1, Background documentation and design guidelines*; ECCS Technical Committee 8-Stability; ECCS.
- Bridge, R.Q., 1976. *Research Report No. R 283: Concrete Filled Steel Tubular Columns*. Earthquake Engineering Research Center, Estados Unidos da América.
- Calado, L. e Santos, J., 2010. *Estruturas Mistas de Aço e Betão*. IST Press, Lisboa.
- Carvalho, J., 2010. *Encurvadura de colunas mistas aço-betão segundo o Eurocódigo 4*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, Portugal.
- Elghazouli, A.Y. e Treadway, J., 2008. Inelastic behavior of composite members under combined bending and axial loading. *Journal of Constructional Steel Research*, 64:1008-1019.
- Ellobody, E., Young, B. e Lam, D., 2010. Eccentrically loaded concrete encased steel composite columns. *Thin-Walled Structures*, doi: 10.1016.
- CEN, 2002. *Eurocode 0: Basis of Structural Design*, Bélgica.
- CEN, 2004. *Eurocode 2: Design of Concrete Structures - Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings*, Bélgica.
- CEN, 2004. *Eurocode 3: Design of Steel Structures - Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings*, Bélgica.
- CEN, 2004. *Eurocode 4: Design of Composite Steel and Concrete Structures - Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings*, Bélgica.
- Galambos, T. V., 1998. *Guide to stability design criteria for metal structures*. John Wiley and Sons, Estados Unidos da América.
- Gonçalves, R. e Camotim, D., 2005. On the incorporation of equivalent member imperfections in the in-plane design of steel frames. *Journal of Constructional Steel Research*, 61:1226-1240.

Bibliografia

- Hirt, M. A. e Crisinel, M., 2005. *Charpentes Métalliques: Conception et dimensionnement des halles et bâtiments*. Presses Polytechniques et Universitaires Romandes, Suíça.
- Johnson, R. P. e Anderson, D., 2004. *Designer's Guide to EN 1994-1-1, Eurocode 4: Design of Composite Steel and Concrete Structures - Part 1.1: General Rules and Rules for Buildings*, Thomas Telford, Inglaterra.
- Mendonça, P., Vieira, M. C. e Venâncio, J., 2005. A Utilização de Pilares Mistos em Edifícios Concepção, Dimensionamento e Execução - Edifício GES – Luanda -. In Lamas, A., Martins, C., Abecasis, T. e Calado, L. (Editores). *Actas do V Congresso de Construção Metálica e Mista*, pp. 449 e 450. CMM, Coimbra, Portugal.
- Nethercot, D., 2003. *Composite Construction*. Spon Press: Taylor and Francis Group, Inglaterra.
- Pi, Y., Bradford, M., Uy, B., 2006a. Second Order Nonlinear Inelastic Analysis of Composite Steel-Concrete Members II: Theory. *Journal of Structural Engineering*, 132(5):751-761.
- Pi, Y., Bradford, M., Uy, B., 2006b. Second Order Nonlinear Inelastic Analysis of Composite Steel-Concrete Members II: Applications. *Journal of Structural Engineering*, 132(5):762-771.
- Piloto, P., Gavilán, A., Mesquita, L., Meda, A., 2009a. *Inelastic behavior of partially encased sections: numerical comparison*. 3rd International Conference on Integrity, Reliability Failure, Portugal.
- Piloto, P., Gavilán, A., Mesquita, L. e Lima, D., 2009b. *Efeito do confinamento em secções parcialmente embebidas com betão*. Congresso de Construção Metálica e Mista, 7(2):254-258.
- Queiroz, F., 2003. *Modelos para a análise de pilares mistos pelo método dos elementos finitos*. Tese de Mestrado, Universidade de Minas Gerais, Brasil.
- Rodrigues, L., 2008. *Desenvolvimento de um Toolkit em Excel para o dimensionamento de pilares mistos segundo o Eurocódigo 4*. Tese de Mestrado, Faculdade de Engenharia Universidade do Porto, Portugal.
- Roik, K. e Bergmann, R., 1992, «Composite Columns», Capítulo 4.2 em *Constructional Steel Design - An International Guide*, P. J. Dowling, J. E. Harding e R. Bjorhovde (Editores), Elsevier Applied Science, pp. 443-469.
- SSEDTA, 2001. *Structural Steelwork Eurocodes - Development of a Trans-National Approach: Course on Eurocode 4*, Comunidade Europeia - Programa Leonardo da Vinci.
- Valipour, H. e Foster, S., 2010. Nonlinear static and cyclic analysis of concrete-filled steel columns. *Journal of Constructional Steel Research*, 66:793-802.
- Vrcelj, Z., Uy, B., 2002. Strength of slender concrete-filled steel box columns incorporating local buckling. *Journal of Constructional Steel Research*, 58:275-300.
- Yu, Q., Tao, Z., Liu, W., Chen, Z.-B., 2010. Analysis and calculations of steel tube confined concrete (STCC) stub columns. *Journal of Constructional Steel Research*, 66:53-64.
- Zhao, G., Zhang, M., Li, Y., 2009. Behavior of slender steel concrete composite columns in eccentric loading. *Journal of Shanghai University, China*, 13(6):481-488.

Anexo A

Resultados do estudo paramétrico: curvas carga-deslocamento

No presente anexo apresentam-se as curvas de carregamento aplicado em função do deslocamento a meio vão da coluna, para todos os modelos corridos em Ansys. Nos gráficos da esquerda apresentam-se as curvas do modelo em compressão pura (“ponto 1”), às do modelo com menor esforço axial aplicado (“ponto 7”). Nos gráficos da direita apresenta-se a curva do “ponto 8”, que corresponde ao modelo em flexão pura.

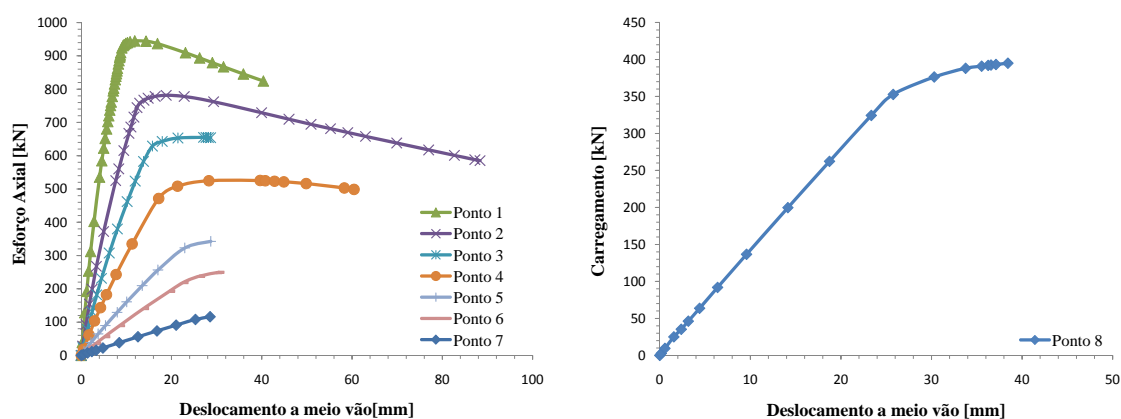


Figura A.1: Curvas Carga-Deslocamento para o perfil IPE200 com esbelteza maior e imperfeição vertical

Anexo A. Resultados do estudo paramétrico: curvas carga-deslocamento

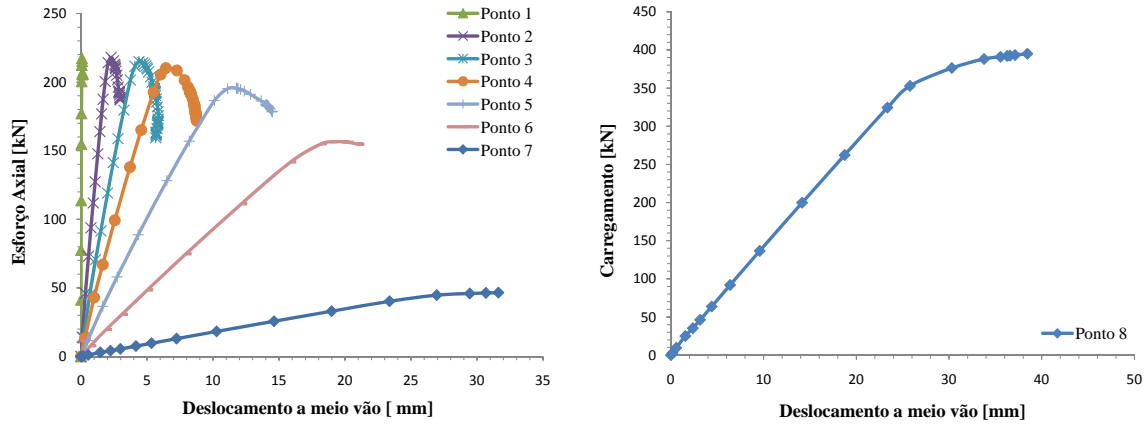


Figura A.2: Curvas Carga-Deslocamento para o perfil IPE200 com esbelteza maior e imperfeição horizontal

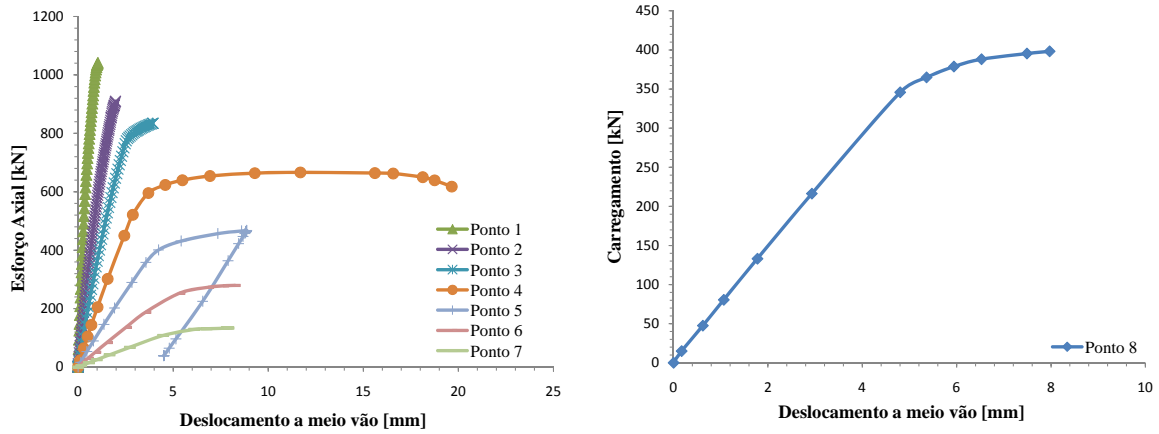


Figura A.3: Curvas Carga-Deslocamento para o perfil IPE200 com esbelteza menor e imperfeição vertical

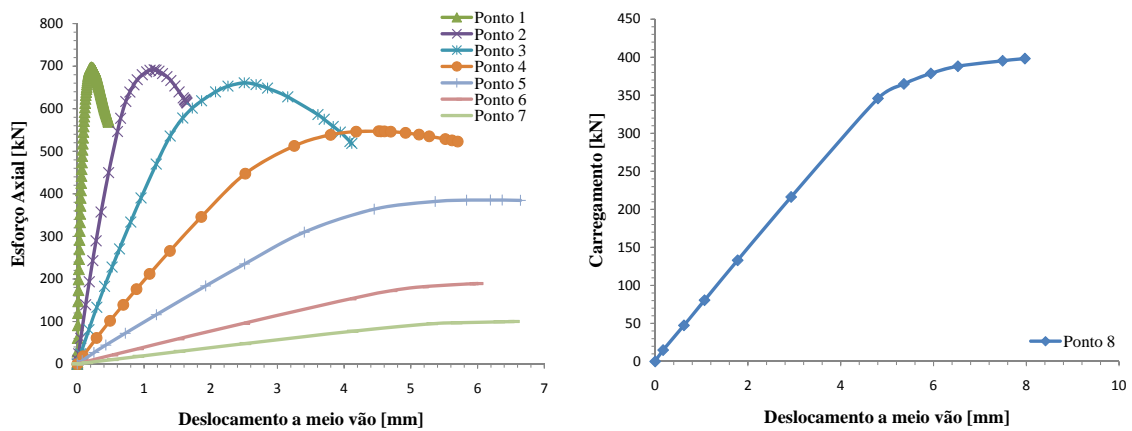


Figura A.4: Curvas Carga-Deslocamento para o perfil IPE200 com esbelteza menor e imperfeição horizontal

Anexo A. Resultados do estudo paramétrico: curvas carga-deslocamento

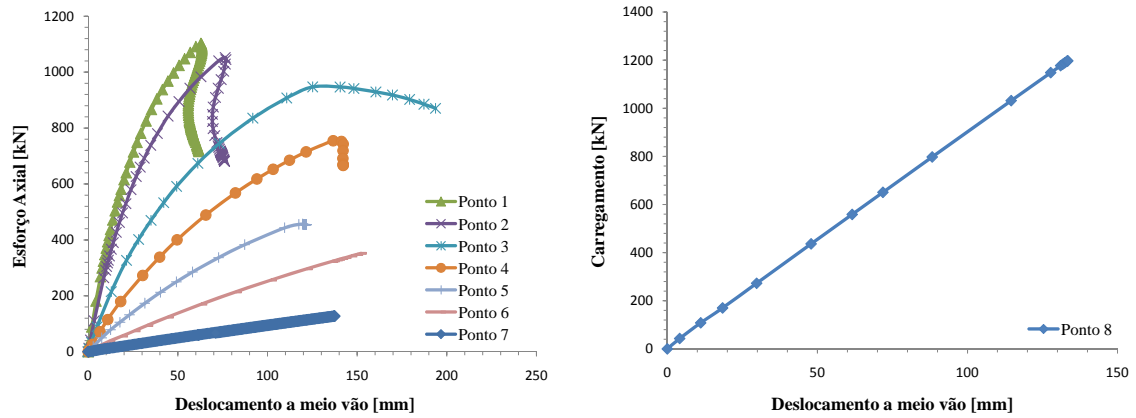


Figura A.5: Curvas Carga-Deslocamento para o perfil HEA200 com esbelteza maior e imperfeição vertical

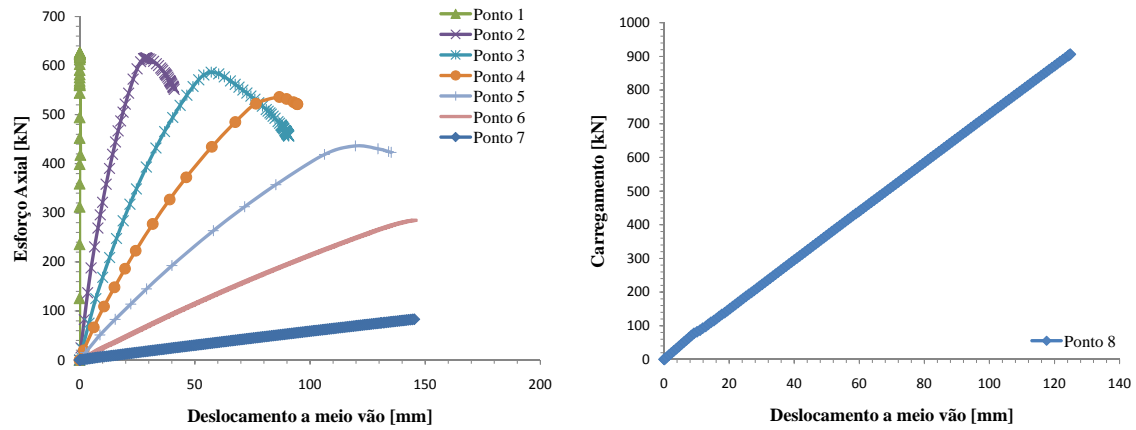


Figura A.6: Curvas Carga-Deslocamento para o perfil HEA200 com esbelteza maior e imperfeição horizontal

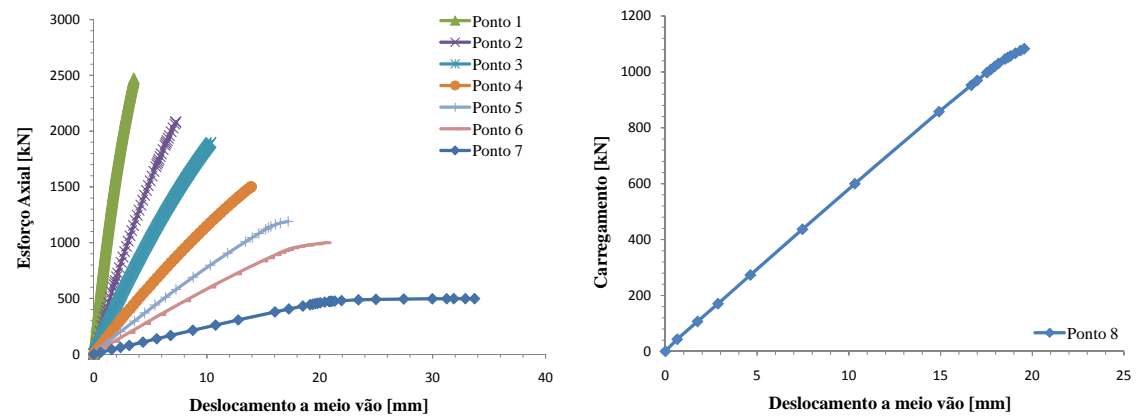


Figura A.7: Curvas Carga-Deslocamento para o perfil HEA200 com esbelteza menor e imperfeição vertical

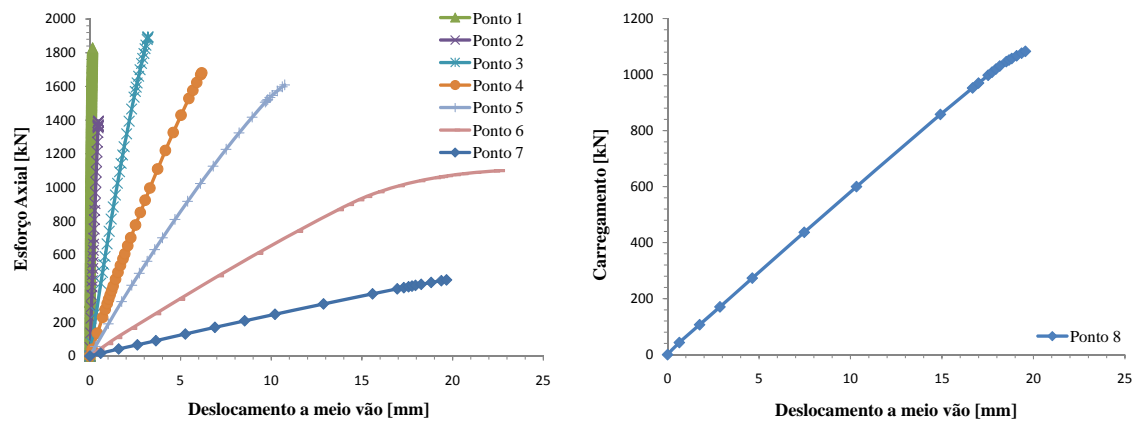


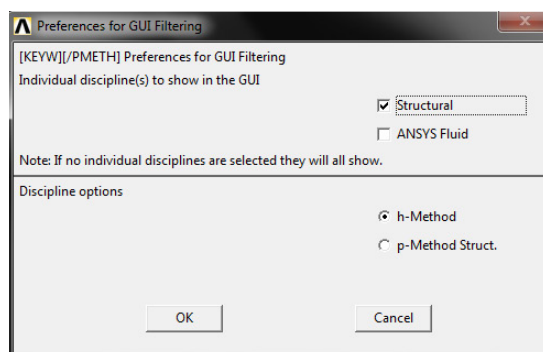
Figura A.8: Curvas Carga-Deslocamento para o perfil HEA200 com esbelteza menor e imperfeição horizontal

Anexo B

Modelação de uma coluna mista em Ansys

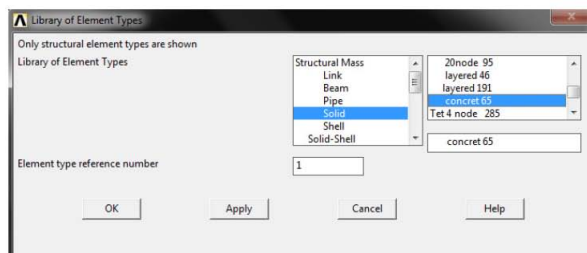
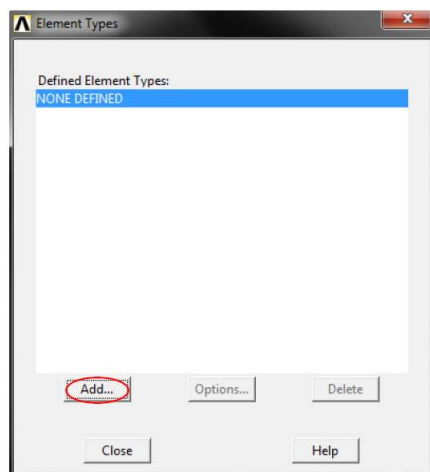
O presente anexo tem como objectivo mostrar os passos que foram seguidos na realização da modelação em Ansys.

1. *Preferences*

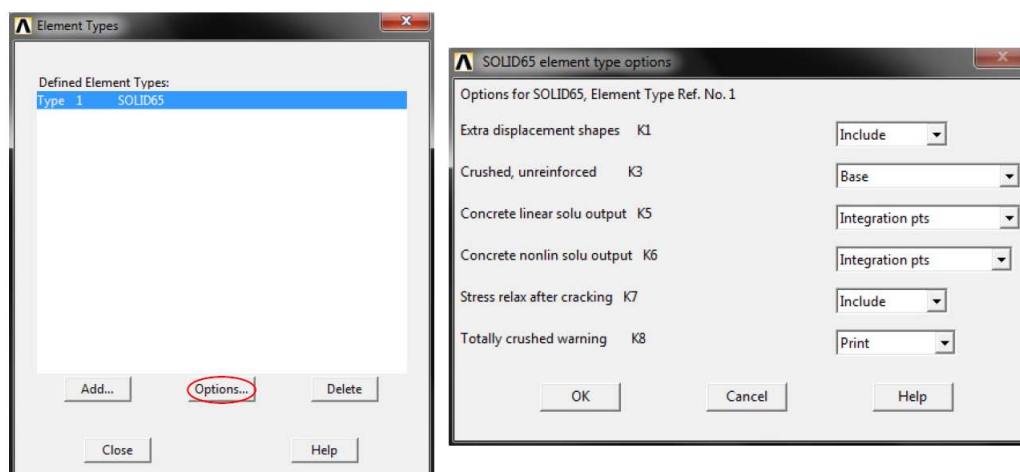


2. *Preprocessor - Element Type - Add/Delete*

Este passo serve para definir o tipo de elementos.



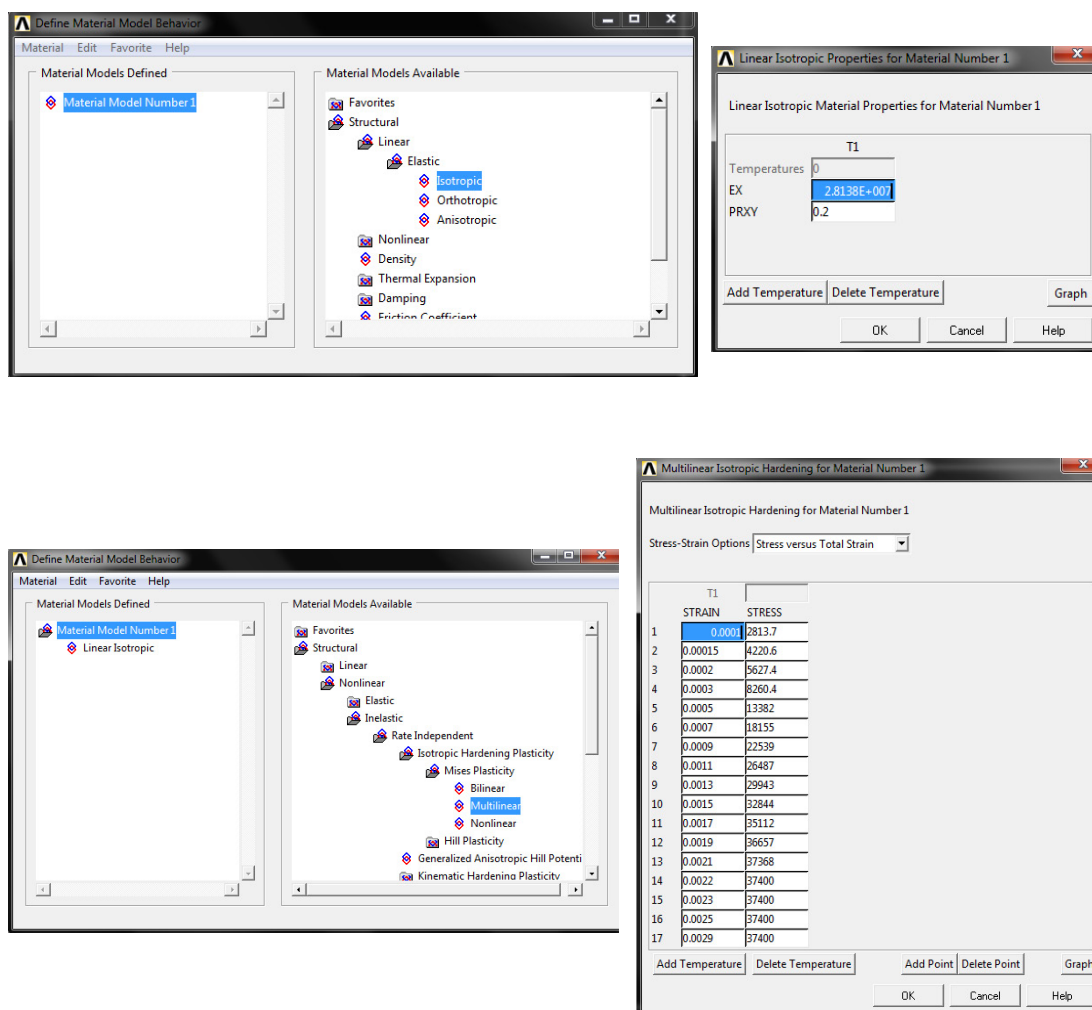
Anexo B. Modelação de uma coluna mista em Ansys



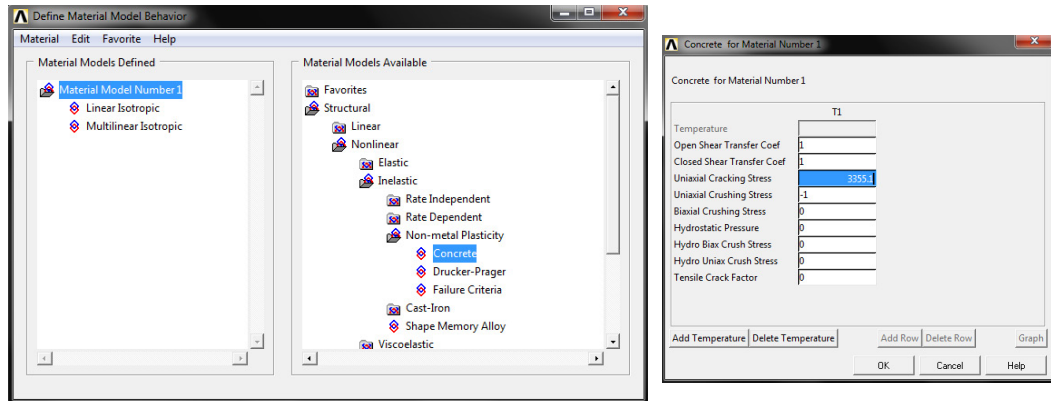
3. Preprocessor - Material Props - Material Models

Este passo serve para definir os modelos constitutivos para os vários materiais.

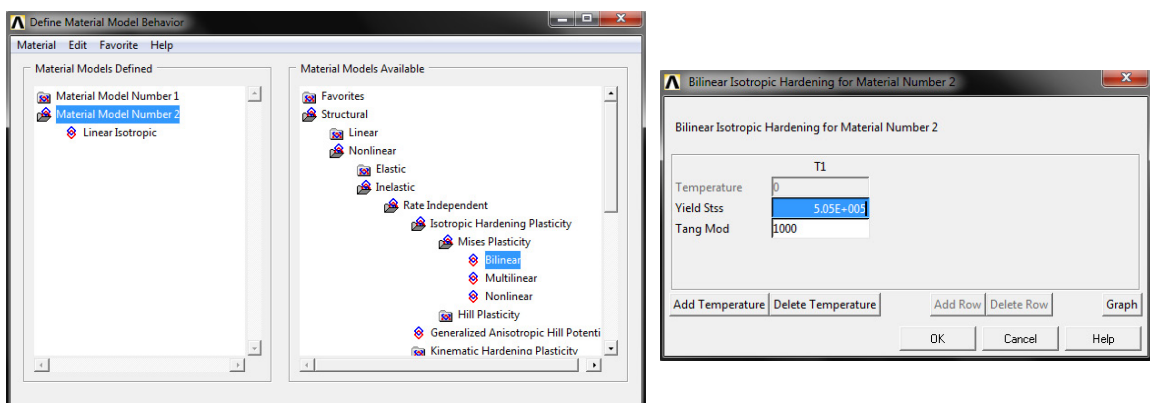
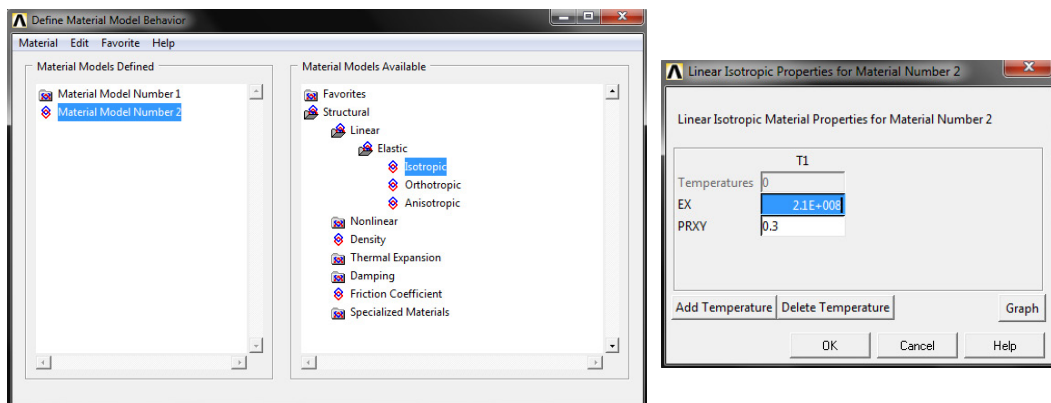
Para o betão tem-se:



Anexo B. Modelação de uma coluna mista em Ansys

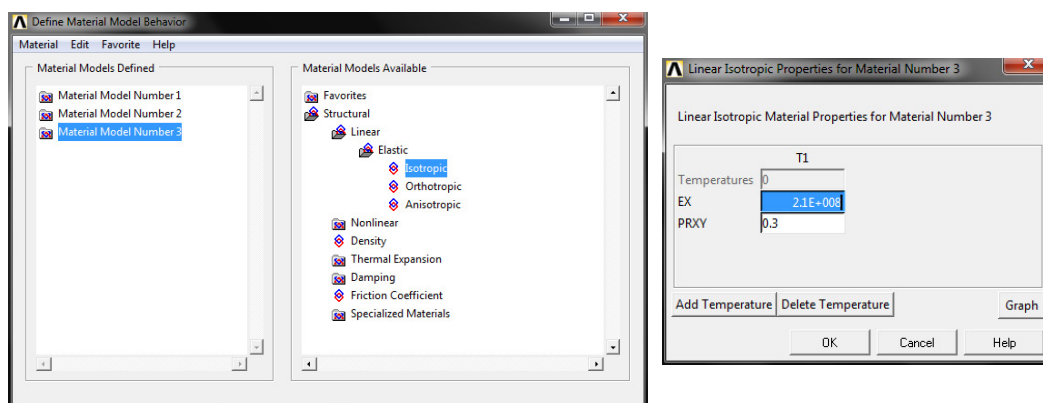


Para o aço em perfil tem-se:

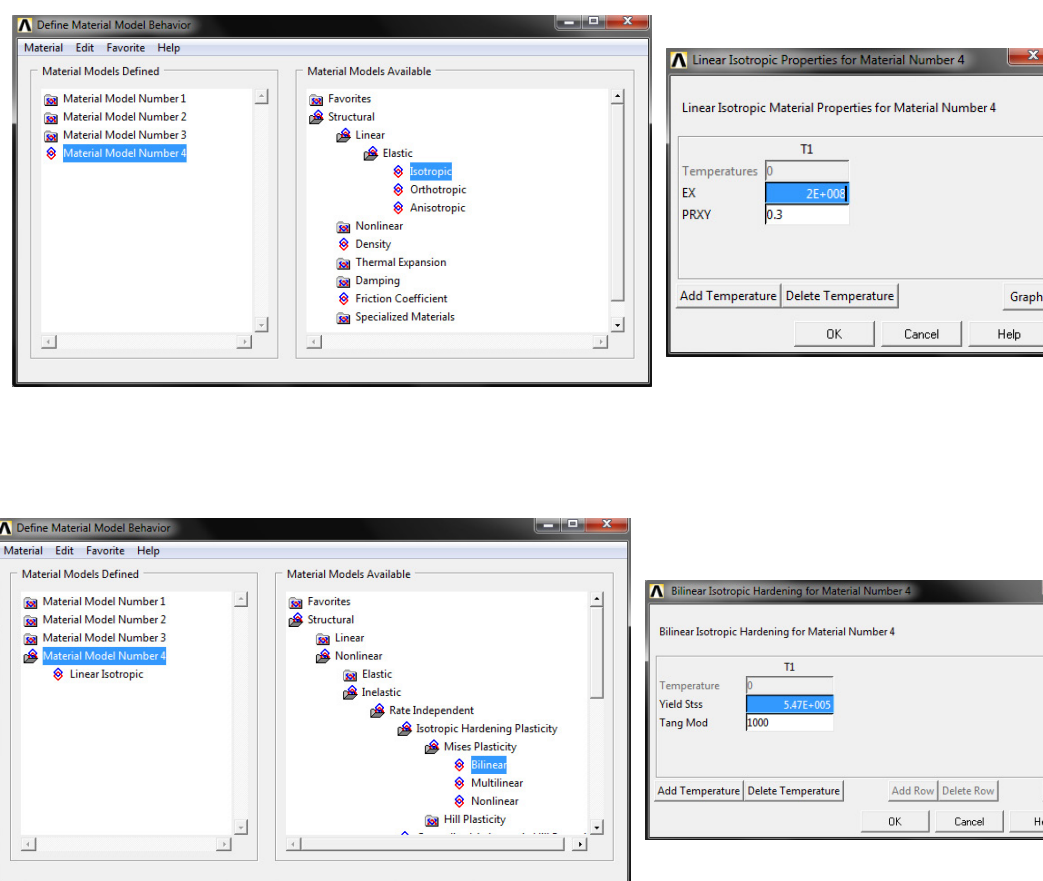


Para o aço da chapa de extremidade tem-se:

Anexo B. Modelação de uma coluna mista em Ansys

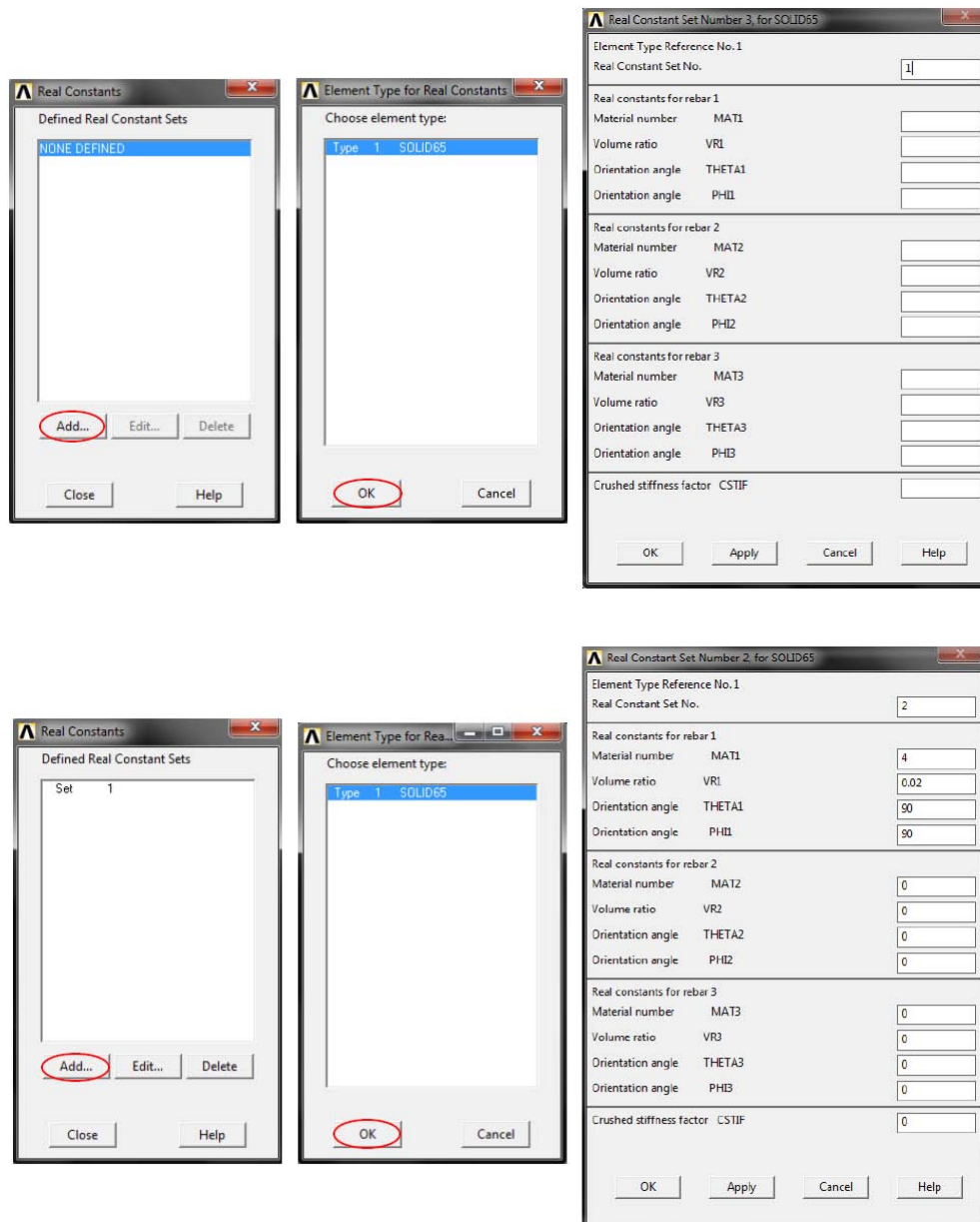


Para o aço das armaduras, assim como para o aço em perfil, tem-se:



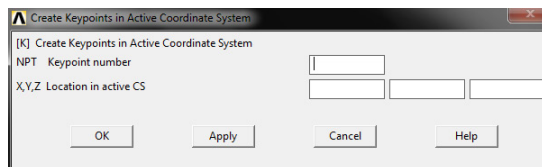
4. Preprocessor - Real Constants - Add/Edit/Delete

Este ponto serve para criar as armaduras, sendo necessário seguir os passos que se apresentam de seguida.



5. Preprocessor - Modeling - Create - Keypoints - In Active CS

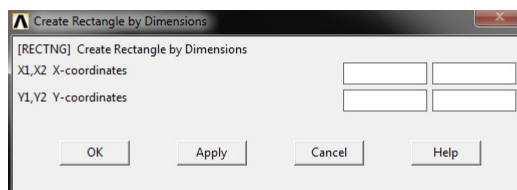
Este passo serve para definir pontos.



6. Preprocessor - Modeling - Create - Areas - Rectangle - By Dimensions

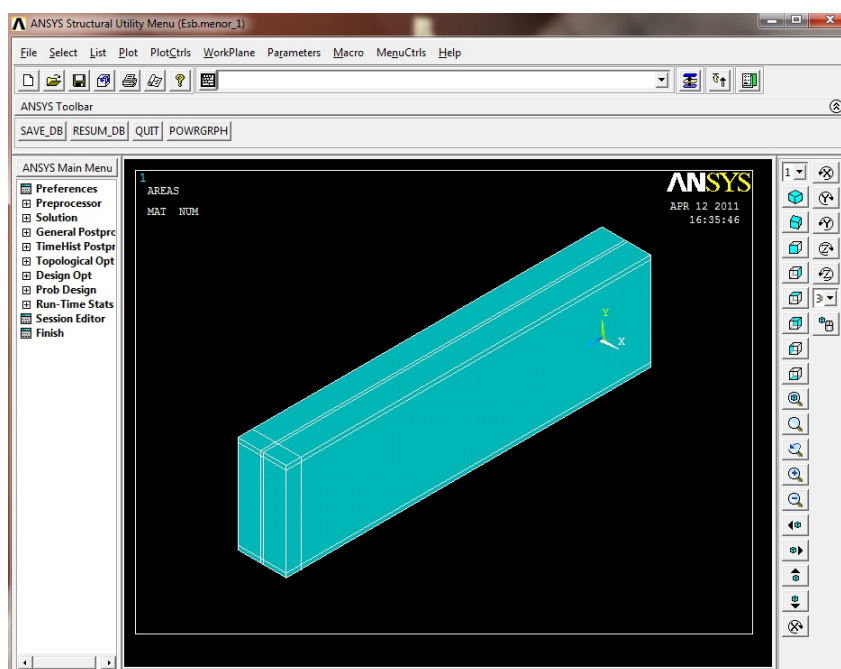
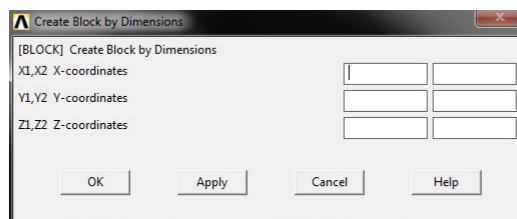
Este passo serve para definir áreas.

Anexo B. Modelação de uma coluna mista em Ansys



7. Preprocessor - Modeling - Create - Volumes - Block - By Dimensions

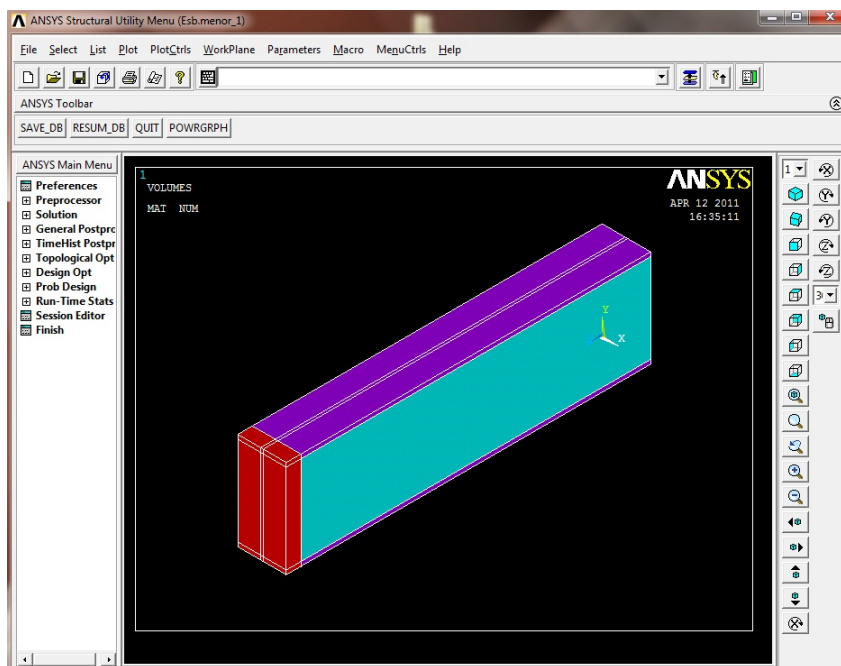
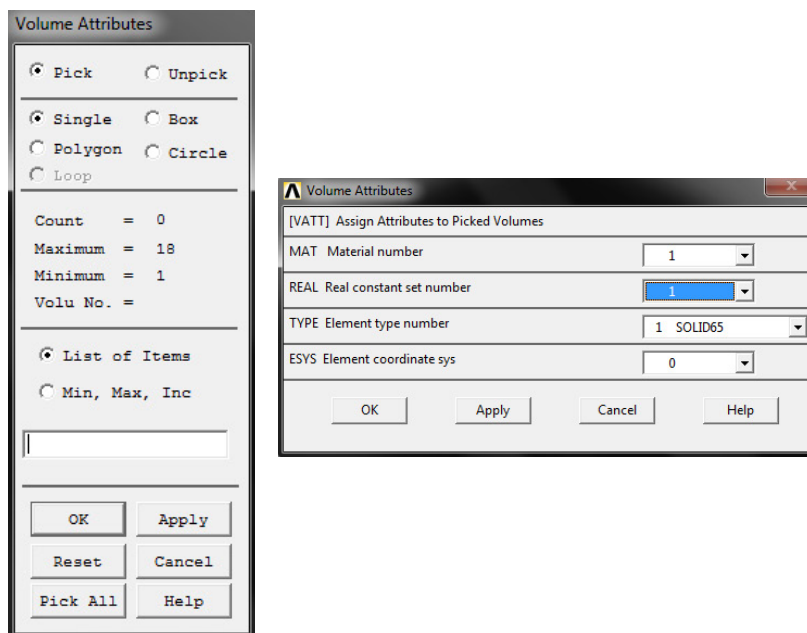
Este passo serve para definir volumes.



8. Preprocessor - Meshing - Mesh Attributes - Picked Areas ou Picked Volumes

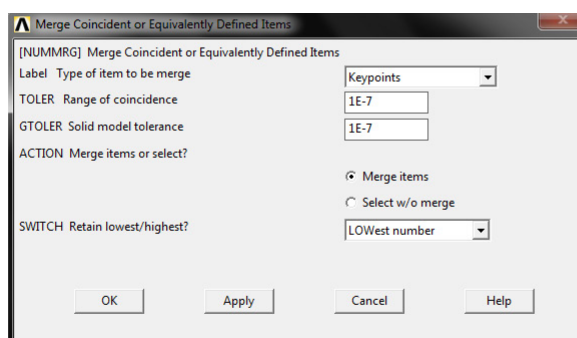
Este passo serve para atribuir os materiais previamente definidos aos volumes criados. Na imagem da esquerda escolhe-se os volumes (ou pelo número ou seleccionando o volume pretendido) e na imagem da direita atribui-se o número do material (*Material number*). Note-se que, quando se atribui o material betão, é necessário alterar o *Real constant set number* para o número 2, uma vez que foi o número atribuído às armaduras no passo 4.

Anexo B. Modelação de uma coluna mista em Ansys



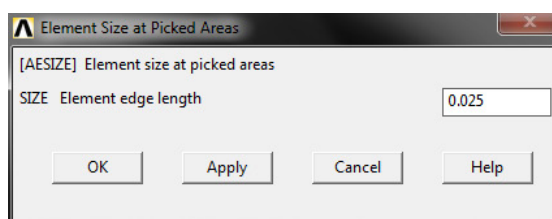
9. Preprocessor - Numbering Ctrl's - Merge Items

Este passo serve para eliminar os pontos coincidentes.



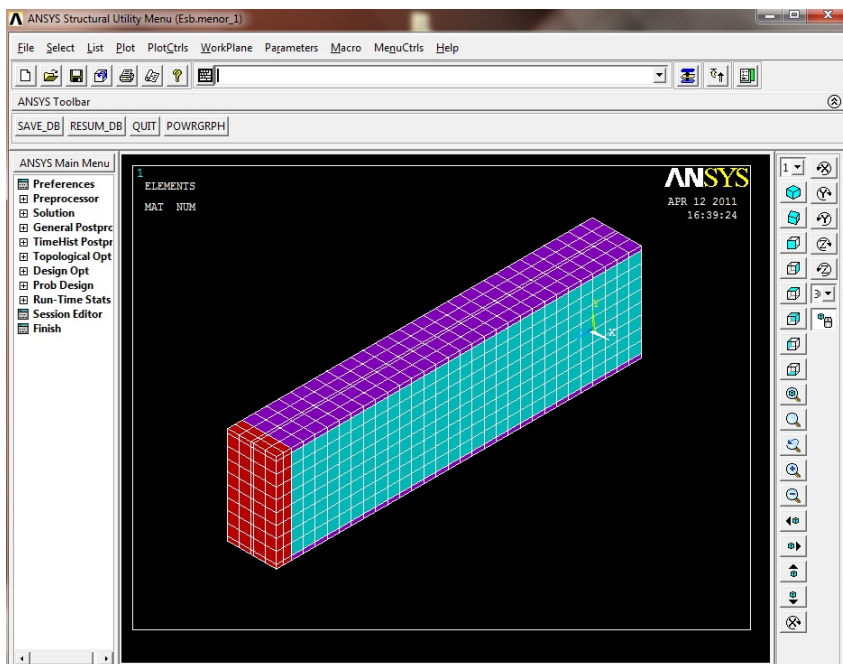
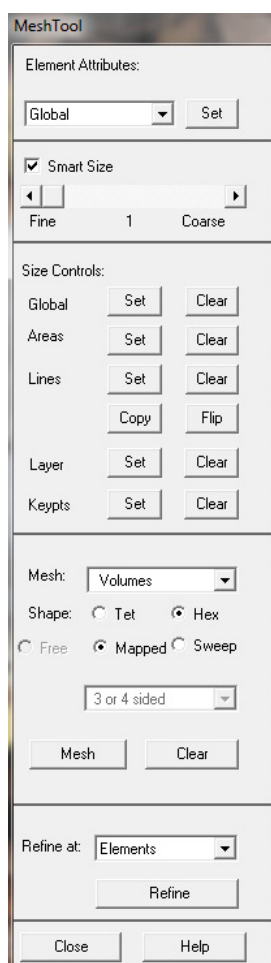
10. *Preprocessor - Meshing - Size Cntrl - ManualSize - Areas - Picked Areas*

Este passo serve para definir o grau de discretização pretendido numa área.



11. *Preprocessor - Meshing - MeshTool*

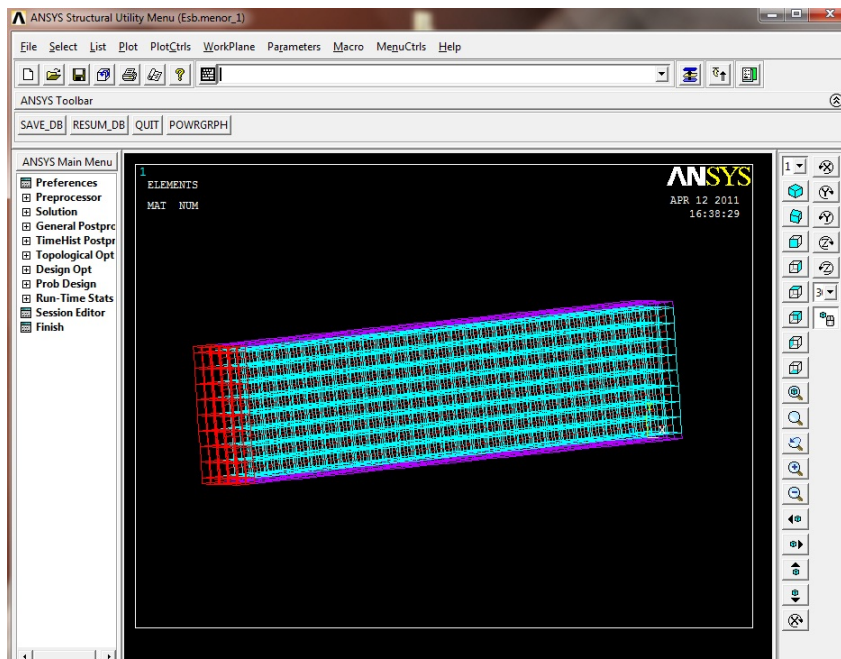
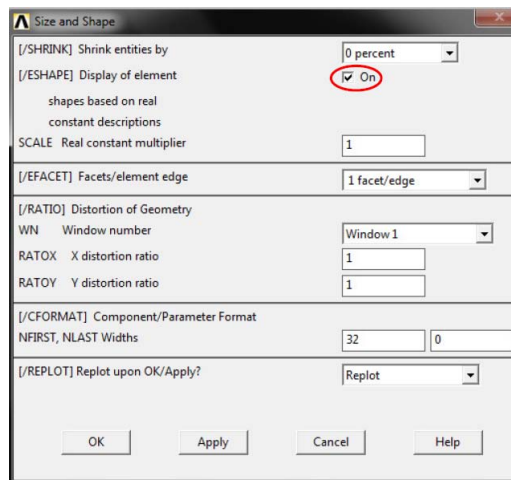
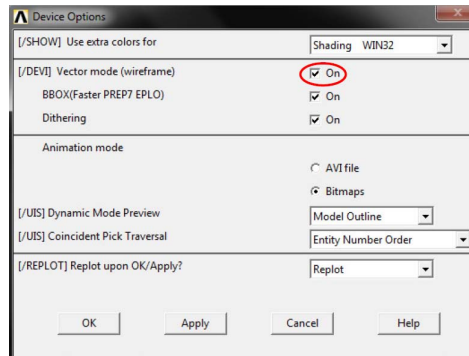
Este passo serve para criar a malha. Na janela, que se mostra, deve pressionar-se o botão *Mesh* e em seguida surge uma nova janela onde se tem de fornecer o número dos volumes ou de seleccionar os volumes pretendidos.



12. PlotCtrls - Device Options e PlotCtrls - Style - Size and Shape

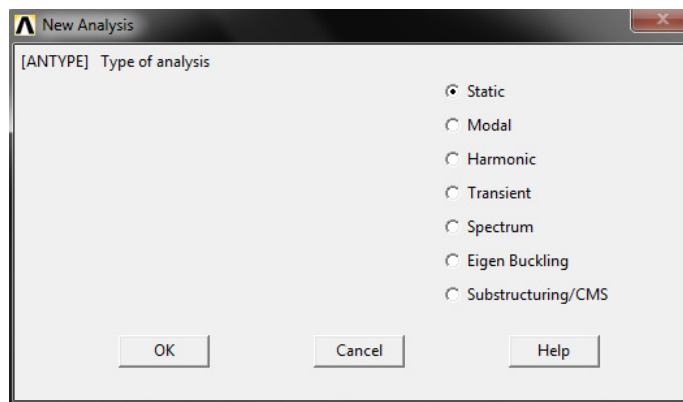
Anexo B. Modelação de uma coluna mista em Ansys

Este passo serve para se conseguir visualizar as armaduras no modelo.



13. Preprocessor - Loads - Analysis type - New analysis

Este passo serve para definir o tipo de análise pretendida.

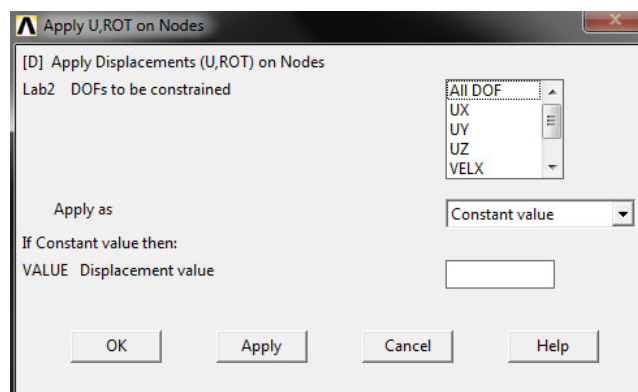


14. *Preprocessor - Loads - Define Loads - Apply - Structural - Displacement - Symmetry B.C. - On areas*

Este passo serve para colocar o apoio na área que corresponde à zona de simetria.

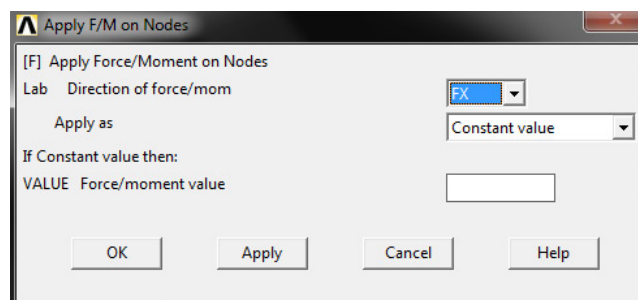
15. *Preprocessor - Loads - Define Loads - Apply - Structural - Displacement*

Este passo serve para aplicar deslocamentos no modelo.



16. *Preprocessor - Loads - Define Loads - Apply - Structural - Displacement*

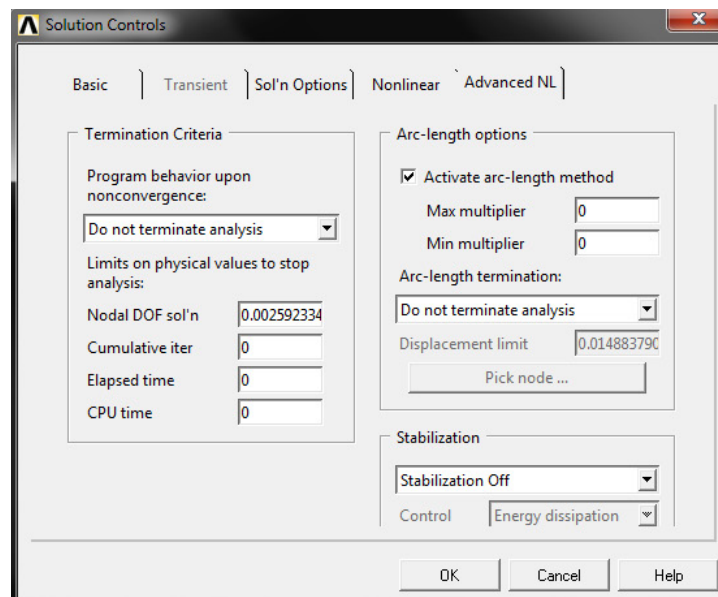
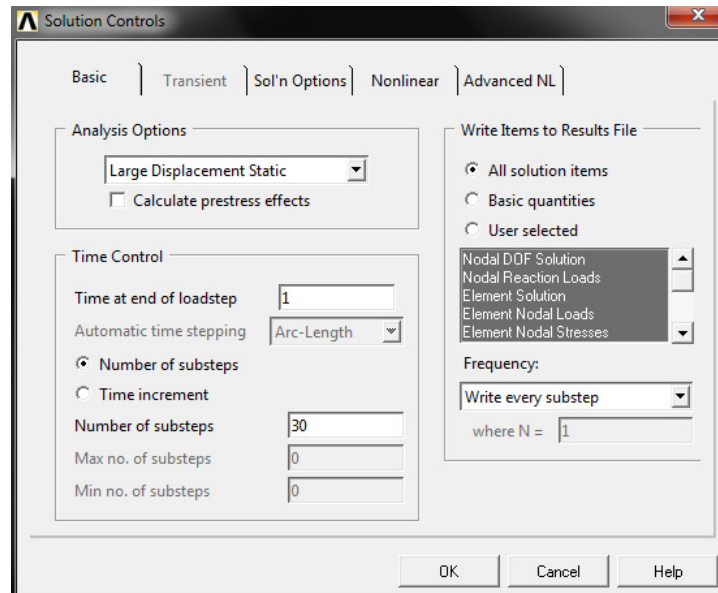
Este passo serve para aplicar forças ou momentos no modelo.



Anexo B. Modelação de uma coluna mista em Ansys

17. *Solution - Analysis Type - Sol'n Controls*

Este passo serve para definir os substeps.



18. *Solution - Solve - Current LS*

Este passo serve para o programa Ansys efectuar a análise.